

WYDZIAŁ BUDOWNICTWA I ARCHITEKTURY

KATEDRA BUDOWNICTWA OGÓLNEGO

Rafał Nowak

**ANALIZA NOŚNOŚCI I MECHANIZMÓW
USZKODZEŃ ODCINKOWYCH
CEGLANYCH NADPROŻY ŁUKOWYCH**

ROZPRAWA DOKTORSKA

Promotor:
prof. dr hab. inż. Romuald Orłowicz

SPIS TREŚCI

WYKAZ WAŻNIEJSZYCH OZNACZEŃ.....	3
1. WSTĘP	4
2. CEL, TEZA I ZAKRES PRACY	5
2.1 CEL PRACY	5
2.2 TEZA PRACY	5
2.3 ZAKRES PRACY	5
3. STAN WIEDZY	7
3.1 RODZAJE CEGLANYCH NADPROŻY ŁUKOWYCH.....	7
3.2 STAN TECHNICZNY ISTNIEJĄCYCH NADPROŻY ŁUKOWYCH.....	9
3.3 METODY OBLICZEŃ NADPROŻY ŁUKOWYCH	13
3.4 ANALIZA ISTNIEJĄCYCH BADAŃ	19
4. WSTĘPNA ANALIZA TEORETYCZNA	28
4.1 PODSTAWOWE ZWIĄZKI KONSTITUTYWNE	28
4.2 WPŁYW ANIZOTROPII SPRĘŻYSTOŚCI MURU NA STAN NAPRĘŻEŃ	31
4.3 PORÓWNANIE MODELI MAKROSKOPOWYCH ORAZ MIKROSKOPOWYCH	33
4.4 USTALENIE ROZKŁADU OBCIĄŻEŃ NA ŁUK CEGLANY	36
4.5 ANALIZA WARSTW MURU POWYŻEJ ŁUKU NA STAN NAPRĘŻEŃ NADPROŻY ŁUKOWYCH	39
4.6 WYBÓR KRYTERIUM WYŁĘŻENIA MURU	42
5. BADANIA DOŚWIADCZALNE.....	51
5.1 BADANIA POMOCNICZE	51
5.2 METODA BADAŃ DOŚWIADCZALNYCH FRAGMENTÓW NADPROŻY	61
5.3 WYNIKI BADAŃ DOŚWIADCZALNYCH	66
5.4 PORÓWNANIE WYNIKÓW BADAŃ NUMERYCZNYCH Z WYNIKAMI BADAŃ DOŚWIADCZALNYCH.....	77
6. BADANIA NUMERYCZNE	81
6.1 OPROGRAMOWANIE DO BADAŃ NUMERYCZNYCH.....	81
6.2 WYNIKI BADAŃ NUMERYCZNYCH.....	85
7. ZASTOSOWANIE WYNIKÓW BADAŃ	90
7.1 UWAGI WSTĘPNE	90
7.2 PROPOZYCJA WZMOCNIEŃ ORAZ NAPRAW ISTNIEJĄCYCH NADPROŻY.....	91
7.3 PRZYPORZĄDKOWANIE SPOSOBÓW NAPRAW DO TYPOWYCH USZKODZEŃ.....	100
8. WNIOSKI.....	105
LITERATURA.....	107

WYKAZ WAŻNIEJSZYCH OZNACZEŃ

E	- moduł Younga dla materiału izotropowego
E_b	- moduł Younga dla cegły
E_m	- moduł Younga dla zaprawy
E_x, E_y	- moduł Younga dla materiału anizotropowego
f	- strzałka łuku
f_{bt}	- wytrzymałość na rozciąganie elementów murowych
f_c	- wytrzymałość muru na ściskanie prostopadle do spoin wspornych
$f_{c,x}$	- wytrzymałość muru na ściskanie równoległe do spoin wspornych
$f_{c,y}$	- wytrzymałość muru na ściskanie prostopadle do spoin wspornych
f_m	- nośność muru wg kryterium głównych naprężeń rozciągających
f_{vo}	- wartość kohezji
$f_{t0}, f_{tx}, f_{t,x},$	- wytrzymałość muru na rozciąganie równoległe do spoin wspornych
f_{tX}	
f_{t45}	- wytrzymałość muru na rozciąganie pod kątem 45° do spoin wspornych
$f_{t90}, f_{ty}, f_{t,y},$	- wytrzymałość muru na rozciąganie prostopadle do spoin wspornych
f_{tZ}	
G	- moduł Kirchhoffa
H, H^*	- wielkość siły rozporu
k_p	- współczynnik wyężenia konstrukcji dla obciążenia od siły skupionej
k_q	- współczynnik wyężenia konstrukcji dla obciążenia od obciążenia filarków
k_{Δ}	- współczynnik wyężenia konstrukcji dla przemieszczenia ściany
N	- wartość siły normalnej
P, P^*	- wartość siły skupionej
u, u^*, u_x, u_y	- wartość przemieszczenia
q	- wartość obciążenia rozłożonego
Δ	- wartość przemieszczenia
σ_1, σ_2	- naprężenia główne
$\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy},$	- składowe tensora naprężenia w płaskim stanie naprężenia
$\tau_{yx}, \tau, \sigma_c$	
$\varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xy}$	- składowe tensora odkształcenia w płaskim stanie naprężenia
ν_m	- współczynnik Poissona dla zaprawy
ν_b	- współczynnik Poissona dla cegły

1. WSTĘP

Istnieje duża ilość budynków zrealizowanych technologią tradycyjną z nadprożami murowanymi w kształcie łuku. Tego typu konstrukcje były projektowane na podstawie najprostszych obliczeń na ogół z dużymi zapasami nośności, stosownie do aktualnego poziomu wiedzy w przeszłości. Konstrukcje łukowe tworzone już w czasach Cesarstwa Rzymskiego, kiedy nie znano jeszcze innego sposobu na konstruowanie przejść oraz otworów w murach. Spora część obiektów o konstrukcji murowanej z ceglanymi nadprożami łukowymi zachowała się do czasów współczesnych. Budynki są użytkowane i remontowane z minimalną ingerencją w istniejącą konstrukcję, w sytuacjach, gdy są zagrożone przez spękania oraz zarysowania. Stan ten wynika ze sposobu użytkowania oraz sposobu życia społeczności. Obecne natężenie ruchu pojazdów wywołuje drgania, które poprzez grunt przenoszone są na ceglane konstrukcje obiektów, wrażliwe na tego typu oddziaływania. Newralgicznym miejscem ścian murowanych są wszelkie otwory drzwiowe oraz okienne. W miejscach tych występuje koncentracja naprężeń, w wyniku czego można się spodziewać zarysowań i spękań zwłaszcza nadproży. Duże znaczenie ma nierównomierne osiadanie fundamentów, które może być spowodowane ingerencją człowieka w stan wód gruntowych np. przez czasowe obniżenie zwierciadła wód gruntowych w celu wybudowania nowego obiektu. Przyczyną zarysowań murów może też być wypłukiwanie gruntów pod fundamentami spowodowane nieszczelnością instalacji wodociągowej i wyciekami z rur, bądź przemieszczaniem wód miejscowych przez podniesienie zwierciadła wód w zbiornikach wodnych w okolicy. Powstałe uszkodzenia powodują pogorszenie estetyki budynku oraz mogą spowodować zagrożenie bezpieczeństwa eksploatacji obiektu. Naprawa powstałych uszkodzeń wymaga poniesienia dużych kosztów w celu przywrócenia poprzedniego stanu technicznego. Jest to powodem konieczności rozszerzenia wiedzy o rzeczywistej nośności i mechanizmach uszkodzeń murów, a przede wszystkim nadproży łukowych.

2. CEL, TEZA I ZAKRES PRACY

2.1 CEL PRACY

Obecnie obserwuje się dużo spękań i zarysowań muru w starych kamienicach w okolicach ceglanych nadproży łukowych. Brakuje informacji o możliwych zapasach nośności przy analizie stanów awaryjnych tego typu konstrukcji. Często uszkodzenia traktowane są jako stan niebezpieczny dla użytkowników. Obecnie brakuje konkretnych informacji odnośnie obliczania ceglanych nadproży łukowych zarówno w literaturze technicznej jak i normowej. Celem pracy jest analiza głównych czynników mających wpływ na nośność odcinkowych ceglanych nadproży łukowych oraz opracowanie metody oceny ich nośności, a także możliwości technicznych sposobów wzmocnienia.

2.2 TEZA PRACY

Istotnym czynnikiem mającym wpływ na nośność ceglanych nadproży łukowych są warstwy muru ponad łukiem, przy czym początkowe zarysowania i spękania nadproża nie są jeszcze symptomem stanu awaryjnego, gdyż nadproże w takim stanie może mieć jeszcze duże zapasy nośności.

2.3 ZAKRES PRACY

Zakres pracy obejmuje:

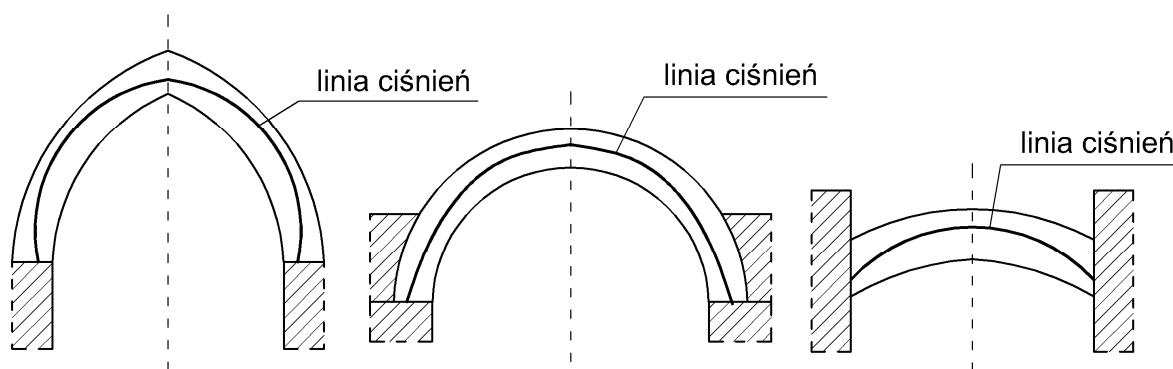
- analizę dostępnej literatury w zakresie sposobów obliczenia ceglanych nadproży łukowych;
- analizę uznanych dostępnych sposobów analiz numerycznych podobnych zagadnień dla konstrukcji murowych;
- próbę klasyfikacji typowych zarysowań jakie występują w budynkach i innych obiektach budowlanych zawierających ceglane nadproża łukowe;
- wybór modelu materiału oraz kryterium nośności granicznej;
- opracowanie pomocniczego narzędzia dla inżynierów do tego typu analiz;

- analizę doświadczalną najbardziej newralgicznego czynnika mającego wpływ na faktyczną nośność ceglanych nadproży łukowych na podstawie badań modeli doświadczalnych w skali naturalnej;
- weryfikację wybranych wyników numerycznych z wynikami doświadczalnymi;
- przeprowadzenie symulacji numerycznych na pozostałych modelach;
- propozycję sposobów wzmacniania ceglanych nadproży łukowych;
- syntezę wyników oraz opracowanie wniosków.

3. STAN WIEDZY

3.1 RODZAJE CEGLANYCH NADPROŻY ŁUKOWYCH

Ceglane nadproża łukowe mogą posiadać dowolne kształty, co urozmaica efekt wizualny budynku. Nadproża łukowe kształtują się w zależności od przewidywanego układu obciążeń, odległości podpór, marki zaprawy i klasy cegły. Kształt nadproży łukowych decyduje o ich nośności ze względu na położenie linii ciśnień w rdzeniu (rys. 3.1).



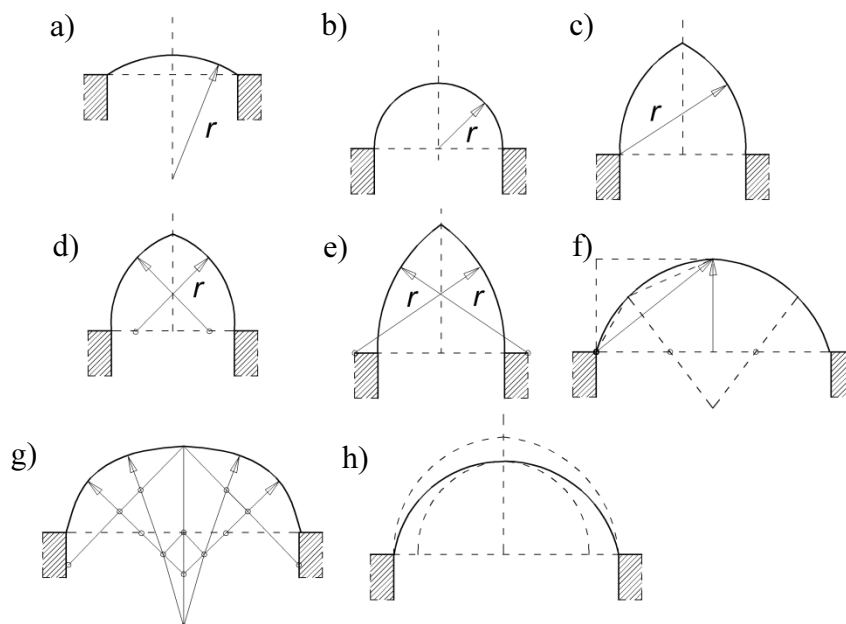
Rys. 3.1. Przebiegi linii ciśnień w łukach o różnych kształtach

W architekturze formy łukowe występują w różnych kształtach [51]. Prowadzone są jako wycinki koła, elipsy lub paraboli. W zależności od ich kształtu mamy do czynienia z łukiem pełnym, ostrym, eliptycznym jak i wieloma innymi wyszczególnionymi w zamieszczonym poniżej zestawieniu. Nadproża łukowe występowały w różnych postaciach od czasów starożytnych jako zwieńczenie otworów drzwiowych, w późniejszym okresie przybierając formę portali bądź też stanowiąc część struktury otworów okiennych (rys. 3.2) [51, 63].

W XX w. otwory okienne i drzwiowe traktuje się niejednokrotnie z niespotykaną dotąd swobodą, zarówno co do kształtu, ozdobienia jak i sposobu grupowania i rozmieszczenia ich na fasadzie. Przy czym ich opracowanie plastyczne przybiera formy zależne od wyobraźni projektującego. Zwieńczenia łukowe stanowią istotny element zarówno konstrukcyjny, jak i architektoniczny.

Wiedza o statyce nadproży łukowych powstała dopiero w XVIII w. W doborze kształtu łuków popełniano mnóstwo błędów, co było przyczyną wielu katastrof budowlanych. Budowniczości z dawnych czasów zdawali sobie sprawę, że optymalny kształt łuku powinien odpowiadać linii ciśnień. Linia ciśnień (zależna od obciążenia działającego na układ) powinna

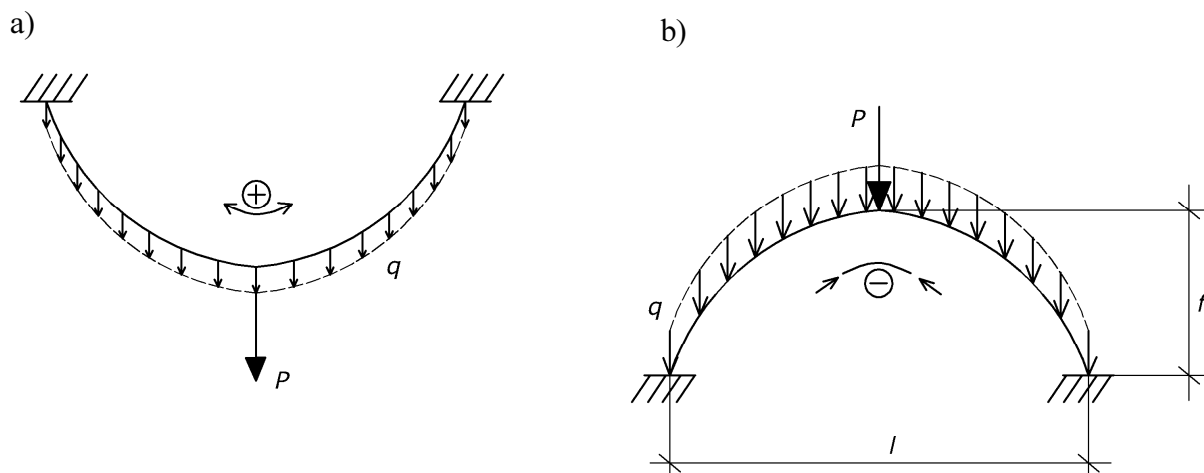
znajdować się wewnątrz geometrii analizowanego łuku, dzięki czemu konstrukcja tego typu będzie przenosić jedynie naprężenia ściskające.



Rys. 3.2. Najczęściej stosowane rodzaje łuków: a - łuk odcinkowy, b - łuk półkolisty, c - łuk gotycki, d - ostrołuk obniżony, e - ostrołuk podwyższony, f - łuk koszowy z trzema punktami środkowymi, g - łuk koszowy z pięcioma punktami środkowymi, h - łuk eliptyczny [63]

Nie dysponując w owych czasach żadnymi metodami obliczeń kształt łuku dobierano w sposób doświadczalny, wg bardzo prostej metody. Do liny z końcami zamocowanymi na podporach podwieszono ciężar, który miał imitować przyszłe rzeczywiste obciążenie konstrukcji, a mianowicie: ciężar własny łuku q , obciążenie stropu P i wyżej usytuowanej części muru. Pod tym obciążeniem lina przyjmowała odpowiedni kształt (rys. 3.3 a). Z uwagi na niewielką sztywność giętą, w linie tej powstawały wyłącznie naprężenia rozciągające. Oznacza to, że w odwróconym stanie obciążeń naprężenia te będą ściskające, a uzyskany kształt jest kształtem optymalnym nadproża łukowego (rys. 3.3 b).

Ogólnie znane są sposoby szacunkowej oceny ilorazu wysokości przekroju poprzecznego do długości nadproży, traktując je jako elementy belkowe. Analogiczna szacunkowa ocena istnieje dla ceglanych nadproży łukowych. Stan naprężeń w ceglanych nadprożach łukowych jest odmienny jak w belkach, z uwagi na to prawidłowy dobór optymalnej geometrii musi uwzględniać, oprócz rozpiętości, dodatkowo planowaną strzałkę łuku. Łuki przy dobrze dobranej geometrii pracują na ściskanie, stąd ich iloraz wysokości przekroju do długości może być mniejszy niżeli dla elementów belkowych pracujących na zginanie.



Rys. 3.3. Schemat wyznaczania optymalnego kształtu konstrukcji łuku: a - rozciąganie, b - ściskanie, q - obciążenie rozłożone, P - siła skupiona, f - szałka łuku, l - rozpiętość łuku

Nadproża łukowe nad otworami o szerokości nieprzekraczającej 1,5 m mają grubość jednej cegły, co przy statycznym obciążeniu w zupełności wystarcza. Przy większych rozpiętościach zaleca się zwiększone grubości nadproża wg tabeli 3.1.

Tab. 3.1. Zalecana grubość łuków w zależności od rozpiętości i kształtu łukowych nadproży ceglanych wg [1, 2]

Rozpiętość nadproża [m]	Grubość łuku [cegły]		
	Łuk półkolisty	Łuk gotycki i podwyższony	Ostrołuk obniżony
1,88 - 2,00	1	1/2	1,5
2,00 - 3,00	1,5	1	1,5
3,50 - 5,75	2	1,5	2
5,75 - 6,00	2,5	1,5	2,5
6,00 - 8,50	2,5	1,5	2,5

3.2 STAN TECHNICZNY ISTNIEJĄCYCH NADPROŻY ŁUKOWYCH

W istniejących budynkach o technologii tradycyjnej obserwuje się liczne uszkodzenia ceglanych nadproży łukowych. W wielu przypadkach występuje wypadanie cegieł z łuków (rys. 3.4 a), co może być skutkiem powstania nadmiernych naprężeń rozciągających, zwiertzenia zaprawy lub oddziaływań dynamicznych związanych m.in. z ruchem pojazdów. Świadczy to o tym, że łuk ceglany praktycznie jest wyłączony z pracy, a role nadproża spełniają warstwy muru usytuowane powyżej łuku.

Na rysunkach 3.4, 3.5 podano przykłady licznych zarysowań oraz spękań ceglanych nadproży łukowych, które podzielono na 12 grup zgodnie ze schematem na rysunku 3.6.

Zdjęcia zostały przyporządkowane oznaczeniom a, b, c zgodnie z schematem widocznym na rys. 3.6.

a)



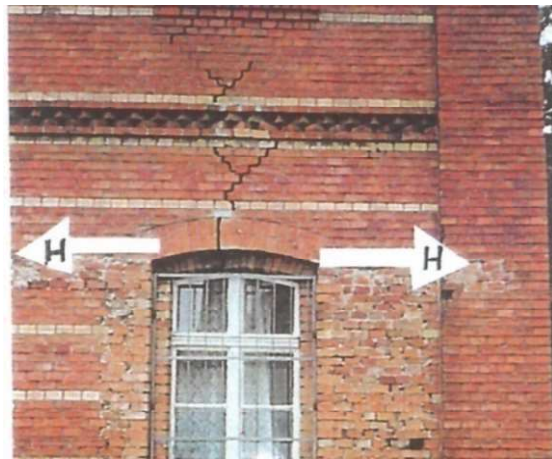
b)



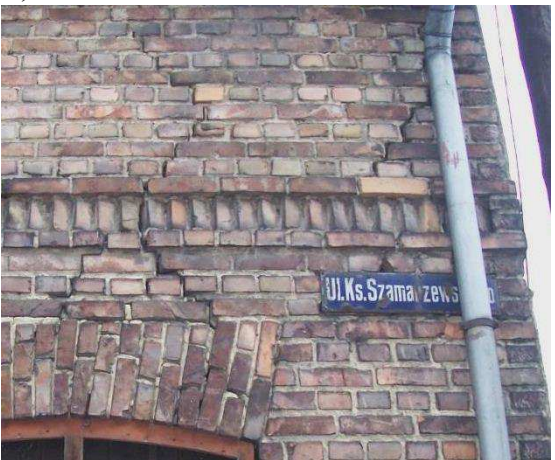
c)



d)



e)



f)



Rys. 3.4. Przykłady uszkodzeń nadproży łukowych

g)



h)



i)



j)



k)



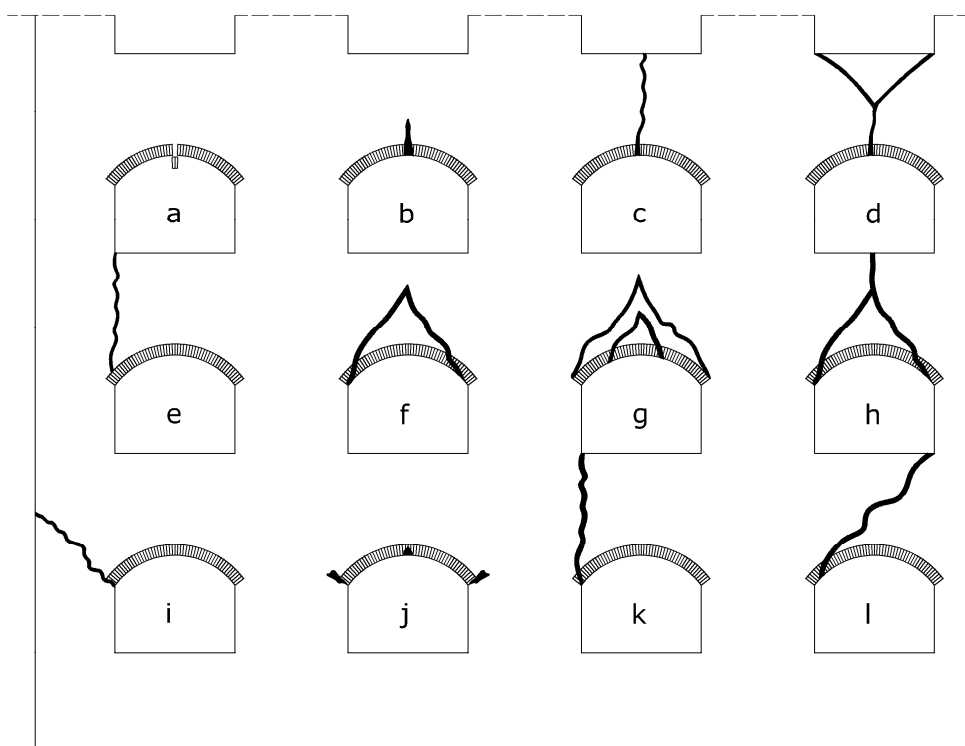
l)



Rys. 3.5. Przykłady uszkodzeń nadproży łukowych

Na rys. 3.6 podano klasyfikację spotykanych układów zarysowań i spękań odcinkowych nadproży łukowych. Próbę klasyfikacji tych uszkodzeń podjęto wykorzystując dostępne materiały i doświadczenie innych osób, z opracowań ekspertyzowych i materiałów dydaktycznych

zarchiwizowanych w Katedrze Budownictwa Ogólnego na ZUT w Szczecinie oraz opisów i fotografii zawartych w literaturze przedmiotu [12, 44, 56, 58, 60]. Różnorodna morfologia zarysowań spękań wynika ze złożonego stanu naprężeń panującego w obszarze nadproży [32]. Decydujący wpływ mogą mieć naprężenia normalne rozciągające oraz styczne. Jak już wspomniano wypadanie cegieł z łuku (rys. 3.4 a, rys. 3.6 schemat a) lub jego spękanie w zworniku (rys. 3.4 b, rys. 3.6 schemat b) może świadczyć o przekroczeniu wytrzymałości muru na rozciąganie w poprzek spoin wspornych. Rozwidlone pęknięcie pionowe (rys. 3.4 d, rys. 3.6 schemat d) pojawia się zwykle w strefie oparcia belki stropowej. Natomiast powstanie łuku wtórnego w miejscu oparcia belki stropowej (rys. 3.4 f, g, h, rys. 3.6 schematy f, g, h) świadczy o współpracy wyżej usytuowanych poziomych warstw muru z nadprożem łukowym.



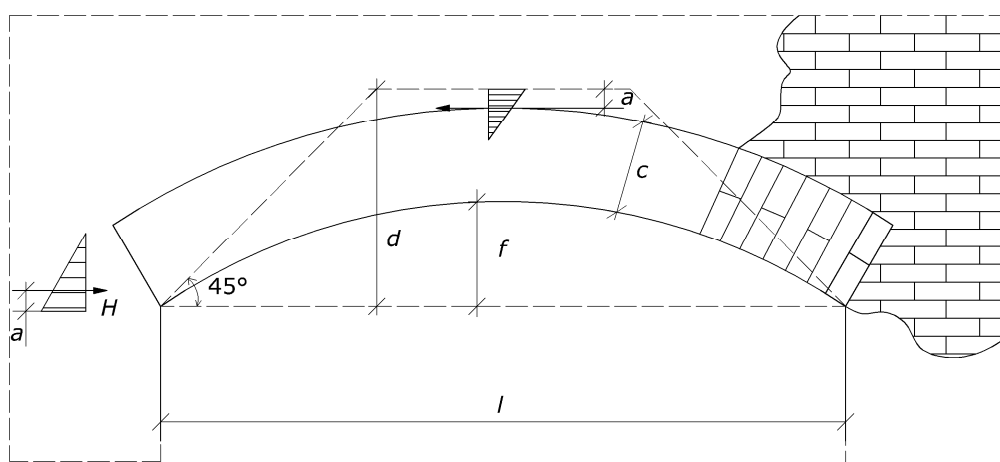
Rys. 3.6. Morfologia zarysowań i spękań w obszarze nadproży łukowych

Należy zaznaczyć, że wg zaleceń projektowych [57] grubość tych warstw powinna być nie mniejsza niż 38 cm przy rozpiętości nadproża do 1,5 m i nie mniejsza niż 45 cm przy rozpiętości powyżej 1,5 m. Kiedy obciążenie przyłożone jest bezpośrednio nad łukiem, zaistniałe zarysowania i spękania mogą prowadzić do zmiany schematu statycznego konstrukcji - np. wyodrębnianie się łuku trójprzegubowego (rys. 3.4 j, rys. 3.6 schematy j). Zarysowania ukośne pasma międzyokiennego (rys. 3.4 l, rys. 3.6 schemat l) związane są z jego pionowym od-

kształceniem postaciowym wywołanym np. nierównomiernym osiadaniem podłoża. Szczególnymi przypadkami są spękania poziome oraz ukośne (rys.3.4 i, rys. 3.6 schemat i) i pionowe na całą wysokość pasma międzyokiennego (rys.3.4 e, c, k, rys. 3.6 schematy e, c, k). Takie spękania powstają zwykle w nadprożach usytuowanych przy ścianach szczytowych, na skutek oddziaływania nie zrównoważonego rozporu H . Z doświadczeń wynika, że im większa strzałka nadproży łukowych f/l i im mniejsza rozpiętość l , tym są one mniej wrażliwe na zarysowania i spękania. Stąd najbardziej bezpieczne i trwałe są nadproża w postaci ostrołuków.

3.3 METODY OBLICZEŃ NADPROŻY ŁUKOWYCH

Do końca XIX w. stosowano jedynie empiryczne sposoby wyznaczania nośności ceglanych nadproży łukowych [6]. Dopiero później opracowano uproszczoną metodę obliczeń wg schematu przedstawionego na rys. 3.7 [5]. Polega ona na sprawdzeniu nośności filarka na siłę rozporu wg wzoru (3.1).



Rys. 3.7. Schemat obliczeniowy dla odcinkowych nadproży łukowych wg [5]

Wg tej metody rozpór H określa się wzorem:

$$H = \frac{M}{(d - 2 \cdot a)}, \quad (3.1)$$

gdzie:

M - moment zginający w środku rozpiętości,

$d = c + f$ - obliczeniowa wysokość nadproża,

a - odległość wypadkowej trójkątnego wykresu naprężeń ściskających od krawędzi nadproża.

Natomiast warunek wytrzymałości muru w strefie podporowej nadproża określa się wzorem:

$$H \leq 0,6 \cdot m \cdot N + m \cdot F \cdot R_{sc}, \quad (3.2)$$

gdzie:

R_{sc} - wytrzymałość na ścinanie,

$F = b \cdot c$ - wytrzymałość muru na ścinanie,

b - szerokość filarka międzyokiennego,

m - współczynnik warunków pracy konstrukcji,

N - siła obliczeniowa.

Z kolei warunek wytrzymałości łuku w kluczu:

$$H \leq \frac{m \cdot R \cdot F \cdot \varphi}{1 + 2 \cdot \frac{h/2 - a}{h}}, \quad (3.3)$$

gdzie:

H - wielkość rozporu określona na podstawie (3.1),

R - wytrzymałość filarka międzyokiennego,

$F = b \cdot c$ - wytrzymałość muru filarka na ścinanie,

b - szerokość filarka międzyokiennego,

m - współczynnik warunków pracy konstrukcji,

φ - współczynnik wyboczeniowy.

Obciążenie nadproży stanowi część muru usytuowanego nad łukiem oraz reakcja ze stropów lub więźby dachowej. Wartości parametrów doświadczalnych c i a wg rys. 3.7 w zależności od marki zaprawy i klasy cegły podano w tab. 3.2 [5, 57, 80]. Ponadto w tabeli tej przytoczono maksymalne wartości rozpiętości l_{max} nadproży w zależności od strzałki łuku f . Wg badań doświadczalnych niszczenie nadproży odcinkowych ($f/l = 1/8 \div 1/12$) następuje, gdyż rozpór H przekracza wytrzymałość muru na ścinanie wzdłuż spoin wspornych. Natomiast moment zginający wywołuje rozciąganie dolnej strefy nadproża, co stanowi przyczynę jego spękania lub powoduje wypadanie cegieł. Poza tym nadproża sprawdza się na ścinanie w poprzek spoin wspornych [57]. Na skutek oddziaływania momentu zginającego i sił poprzecznych przy małych wysokościach d nadproża może powstać układ trójp przegubowy.

Tab. 3.2. Zależności obliczeniowe dla nadproży łukowych [5, 57, 80]

Marka za- prawy [MPa]	$l_{\max}$ [m]		c/l	a/c	
	Strzałka f/l			Klasa cegły [MPa]	
	1/8 - 1/12	1/5 - 1/6		7,5	5,0
10	3,5	4	0,06	0,10	-
5	3	3,5	0,06	0,12	0,15
3	2,5	3	0,06	0,15	0,25
0,8	2	2,5	0,08	0,20	0,25
0,4	1,75	2,25	0,10	0,25	0,30

Warto nadmienić, że praca nadproży różni się od pracy sklepień przede wszystkim z uwagi na inną formę przekazywania obciążeń (zasypka, posadzka nad sklepieniem) wg Jasieńko, Łodygowskiego oraz Rappa [30]. Wiotkie nadproża o dużych rozpiętościach i małym ilorazie c/l można obliczać jako sklepienia walcowe [57]. W istniejących metodach obliczeń nie uwzględnia się współpracy łuków z usytuowanymi nad nimi warstwami muru. O współpracy łuku z tymi warstwami lub z całym pasmem międzyokiennym świadczy charakter zarysowań i spękań w obszarze nadproży (rys. 3.4 f, g, h).

Szczególnym przypadkiem tych uszkodzeń są zarysowania i spękania nadproży usytuowanych w sąsiedztwie ścian szczytowych. W badaniach Oniszczyka [57] podano przybliżoną metodę obliczeń nadproży usytuowanych przy ścianach szczytowych. Polega ona na sprawdzeniu nośności pasma międzyokiennego na rozciąganie wzdłuż spoin wspornych wg wzoru:

$$\sigma = \frac{G}{a \cdot d} \leq f_{t0}, \quad (3.4)$$

w którym:

$$G = \frac{H - \frac{a \cdot V \cdot b}{4 \cdot h}}{\frac{h^*}{h} + \frac{\varepsilon \cdot E \cdot I \cdot l}{E_0 \cdot F \cdot h^* \cdot h^2}}, \quad (3.5)$$

gdzie:

$$I = \frac{d \cdot b^2}{12},$$

f_{t0} - wytrzymałość muru na rozciąganie wzdłuż spoin wspornych,

E, E_0 - moduły sprężystości muru prostopadle i równoległe do spoin wspornych,

d - grubość ściany,

a, b, h, h^*, L - parametry geometryczne wg rys. 3.8 a.

Wartość rozporu w (3.5) określa się ze wzoru:

$$H = \frac{M}{f}, \quad (3.6)$$

gdzie:

f - strzałka (wyniosłość) łuku,

M - moment zginający w łuku od obciążenia pionowego.

Analiza mechanizmu uszkodzeń poszczególnych elementów muru, które przyjmują rozpór od nadproży, pozwoliła ustalić następujące prawidłowości [57]. Przy jednakowych rozmiarach otworów okiennych na każdej kondygnacji i jednakowym obciążeniu nadproży, w pierwszej kolejności zniszczeniu ulega nadproże górnej kondygnacji, następnie kolejne nadproża dolnych kondygnacji. Na górnej kondygnacji rozpór jest przejmowany przez przekrój ściany usytuowany między nadprożem a attyką. Po przekroczeniu nośności tej części ściany rozpór H jest przekazywany na pasmo pionowe o szerokości b między otworem okiennym a ścianą szczytową. Pasma to u podstawy na poziomie podokiennika jest obciążone momentem zginającym $M = H \cdot h$ i siłą ścinającą H (rys. 3.8 a). Dla dolnych kondygnacji moment zginający określa się wg schematu z rys. 3.8 b. Warto zaznaczyć, że oddziaływanie momentu M jest bardziej niebezpieczne na górnych kondygnacjach, ponieważ na niższych kondygnacjach naprężenia rozciągające σ_y od działania M są równoważone przez naprężenia ściskające od działania reakcji V_i w paśmie (rys. 3.8 b). Poza wytrzymałością sprawdza się stateczność tego pasma od oddziaływania rozporu oraz momentu zginającego:

$$M = \Sigma H \cdot h - \Sigma \frac{V \cdot b}{2}, \quad (3.7)$$

Dodatkowo wg pracy [57] pasmo międzyokienne nad nadprożami sprawdza się wg stanu granicznego użytkowania:

$$\Delta = \frac{H \cdot h^2}{3 \cdot EI} - \frac{V \cdot b \cdot h^2}{4 \cdot EI} \leq [\Delta], \quad (3.8)$$

gdzie:

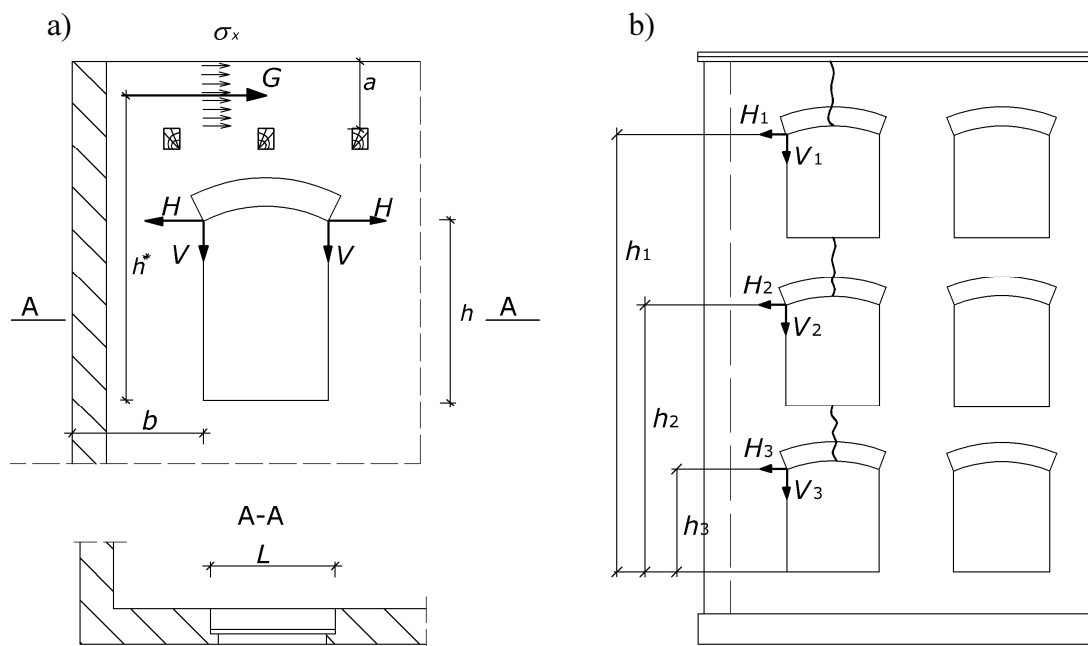
$[\Delta]$ - graniczne wartości szerokości rozwarcia rys,

Δ - obliczona wartość szerokości rozwarcia rys,

b, h - dane geometryczne zgodne z rys. 3.8,

V, H - składowa pionowa oraz pozioma wielkości sił wewnętrznych wg rys. 3.8,

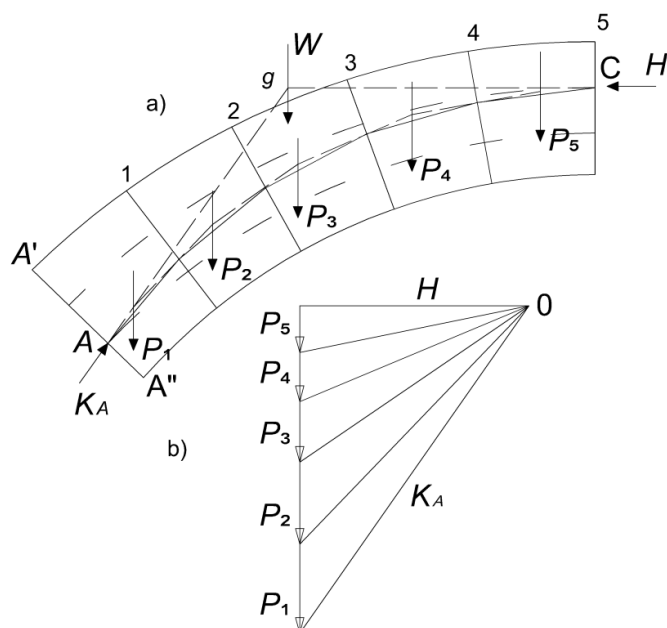
EI - sztywność dla przedmiotowej konstrukcji.



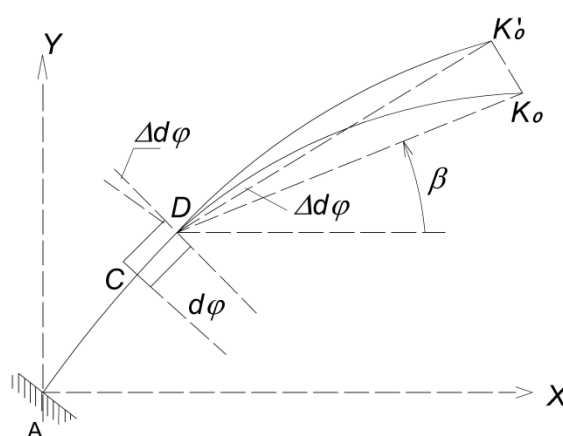
Rys. 3.8. Rozkład sił działających w strefie nadproży łukowych usytuowanych wg Oniszczyka [57] przy ścianie szczytowej: a - na górnej kondygnacji, b - na całej wysokości budynku

Przeanalizowano dostępne materiały dotyczące omawianego zagadnienia, które jedynie w sposób uproszczony próbują podjąć przedmiotowe zagadnienie, nie uwzględniając współpracy nadproża z otaczającym murem. W normie Eurokod 6 [95] zawarte zostały procedury do obliczeń nadproży zespolonych, w których siły rozciągające przenosić ma zbrojenie stalowe. Z kolei w normie niemieckiej DIN 1053-1 [89] wskazano zalecenia odnośnie sposobu zbierania obciążenia na nadproża (zasada trójkąta równobocznego o kącie nachylenia 60° - obciążenia poza tym obszarem nie są uwzględniane). Rosyjska norma SNiP II-22-81 [98] nakazuje uzależnić obciążenie działające na nadproże od ciężaru stropu i muru równego ciężarowi pasa o rozpiętości L i wysokości h zależnej od stanu muru ($h = L$ w stanie niezwiązany w okresie zimowym, $h = 0,33 \cdot L$ w stanie niezwiązany w okresie letnim). Dodatkowo wskazano sposoby określenia docisku muru na ciągłe nadproże w zależności od jego sztywności oraz wytyczne do obliczania nośności muru na docisk w strefie nadproży.

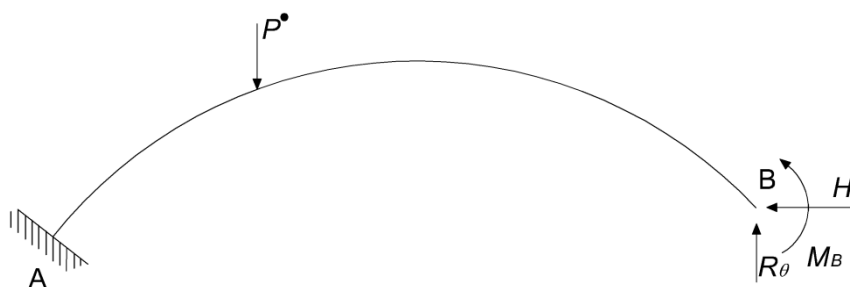
Nadproża łukowe jako zagadnienie konstrukcyjne współczesne, lecz jeszcze przed wprowadzeniem MES, były obliczane na podstawie teorii sprężystości oraz innych znanych metod obliczeniowych [86]. Przykładowo, wykreślony sposób obliczania łuków i metoda równowagi granicznej (rys. 3.9) - punkty przecięcia się wieloboku sznurowego (osiągnięte poprzez obliczenia równowagi wydzielonych fragmentów łuku nazywanych klinami) z poszczególnymi przekrojami łuku określają linię ciśnień w łuku. Nośność jest zapewniona jeżeli linia ciśnień znajdzie się w rdzeniu łuku ($1/3 \cdot h$ przekroju). Inne metody obliczeń w zależności od geometrii łuku ilustrują rys. 3.10 i rys. 3.11.



Rys. 3.9. Schemat wyznaczania wielkości sił przekrojowych dla łuku metodą równowagi granicznej: fragment analizowanego łuku (a) oraz sposób wyznaczania położenia siły wypadkowej (b) [86]



Rys. 3.10. Schemat pomocniczy do wyznaczania sił wewnętrznych w łuku metodą wzorami Bresse'a [86]



Rys. 3.11. Schemat zastępczy do wyznaczenia sił w łuku wg metody sił [86]

Główne matematyczne podejście do wyliczania nośności tego typu konstrukcji występuje w ogólnie znanej teorii sprężystości dla prętów zakrzywionych [14, 15]. Wg tej teorii

wyliczenie wartości sił przekrojowych dla danego obciążenia polega na wyliczeniu prac wirtualnych oraz scałkowania ich ze sobą.

Analiza pracy konstrukcji łuku dla różnego rodzaju obciążenia za pomocą analiz numerycznych oraz analitycznych przytoczona jest w pracy Van Parysa, Lamblina oraz Datousaïda [82]. Zagadnienie ceglanego bądź kamiennego łuku jest podejmowane również przy okazji analizy sklepień oraz konstrukcji mostowych [4, 9, 22, 84, 85].

Obecnie podejmuje się próby zastosowania w nowoczesnych budynkach ceglanych nadproży łukowych na wzór starych obiektów. Zamiast klasycznej konstrukcji dąży się do wprowadzania stalowego szkieletu nośnego z profili cienkościennych, ukrytego pod warstwami cegieł (efekt wizualny ten sam, lecz zasada działania konstrukcji jest zupełnie inna) [100, 102, 103, 105].

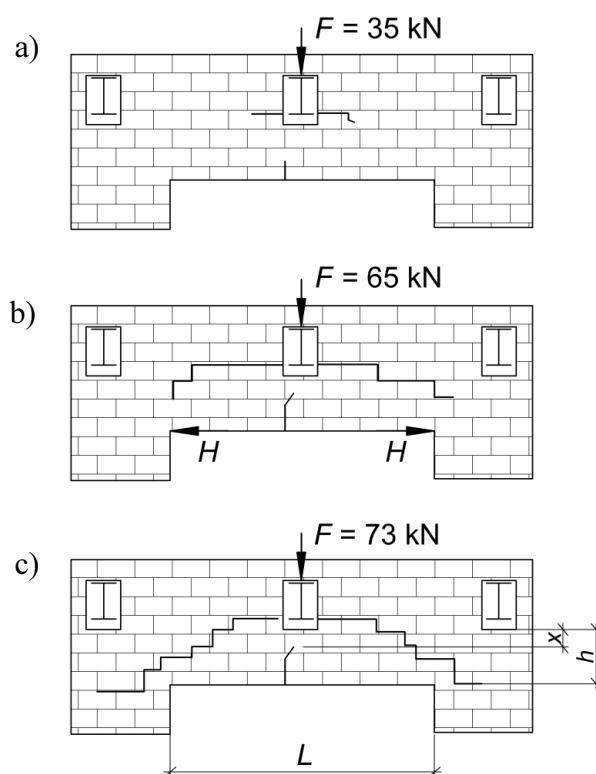
3.4 ANALIZA ISTNIEJĄCYCH BADAŃ

W dzisiejszych czasach konstrukcje murowe są dokładniej analizowane niż w przeszłości. Wiele prac zostało poświęconych analizie nadproży płaskich oraz sklepieniom ceglanym, natomiast nie odnaleziono dokumentacji badań, dla ceglanych nadproży łukowych. Niegdyś zagadnienie bardzo popularne, jednakże z czasem zapomniano o jego rozwoju.

Pierwsze badania doświadczalne ścian murowych w strefie otworów przeprowadzono w latach 20-tych i 30-tych obecnego wieku w byłym Związku Radzieckim i USA. Przedmiotowe badania opisali Oniszczyk, Cook, Koenig, Lourenco oraz Andreaus. Rezultatem badań nadproży płaskich przez Oniszczyka była pierwsza metoda obliczeniowa ich nośności. Przeprowadzono badanie na nadprożach ceglanych o różnych właściwościach (m.in. nadprożach z różnych zapraw sklepionych na płasko) polegające na analizie mechanizmu zniszczenia. Proces niszczenia nadproży niezbrojonych, wykonanych z cegieł ułożonych warstwowo na płask przy obciążeniu siłą skupioną F przekazywaną przez belkę stropową, przedstawia rys. 3.12.

Cały proces pracy nadproża przebiega w trzech fazach.

Faza 1 - nastąpiło poziome rozwarstwienie muru pod belką stropową spowodowane przekroczeniem przez naprężenia rozciągające wytrzymałości muru na rozciąganie w poprzek spoin wspornych. Ponadto w dolnej części przęsła pojawia się rysa pionowa, przez co dolna część muru (umiejscowiona pod belką stropową) pracuje jako belka zginana. Wartość obciążenia równa jest połowie siły niszczącej F_n .



Rys. 3.12. Fazy niszczenia nadproża z cegły układanej warstwowo na płask wg Oniszczyka [57]

Faza 2 - rozpoczyna się, gdy w wyniku zarysowania dolnej części muru zaczyna on pracować jako belka zginana. Ponadto pojawiają się rysy schodkowe, a rysa pionowa w strefie przęsłowej ulega wydłużeniu. Zachodzące procesy powodują wyodrębnienie łuku, którego wartość siły rozporu przekazywana jest w miejscu jego oparcia na filarki międzyokienne. Wartość obciążenia wynosi $0,8 \cdot F_n \div 0,9 \cdot F_n$.

Faza 3 - ścinaniu ulegają poziome spoiny występujące nad filarkami międzyokiennymi. Wyodrębniony w fazie 2 łuk ulega całkowitemu zniszczeniu w wyniku powiększania się pionowej rysy na dolnej części muru.

Z kolei w przypadku nadproży ceglanych sklepionych płasko proces niszczenia występuje w środkowej strefie rozciąganej, gdyż cegły nie są przewiązane spoinami. Nośność takich łuków jest mniejsza lub równa jak w nadprożach wykonanych z cegieł ułożonych warstwowo na płasko. W ceglanych nadprożach wykonanych na słabych zaprawach, mechanizm niszczenia występuje w wyniku oderwania całego nadproża.

Wykonane badania zaowocowały opracowaniem uproszczonej metody obliczeń ceglanych nadproży. Podstawą wyprowadzenia wzorów było podejście do obciążonego fragmentu jako do belki położonej poniżej działającej siły skupionej F . Nośność określana jest na podstawie wzorów:

$$M \leq \frac{f_v \cdot t \cdot c}{\gamma_m}, \quad (3.9)$$

$$Q \leq \frac{t \cdot h \cdot f_t}{\gamma_m}, \quad (3.10)$$

gdzie:

M - moment zginający występujący w nadprożu (belce) od obciążenia siłą skupioną F ,

Q - siła poprzeczna występujący w nadprożu (belce) od obciążenia siłą skupioną F ,

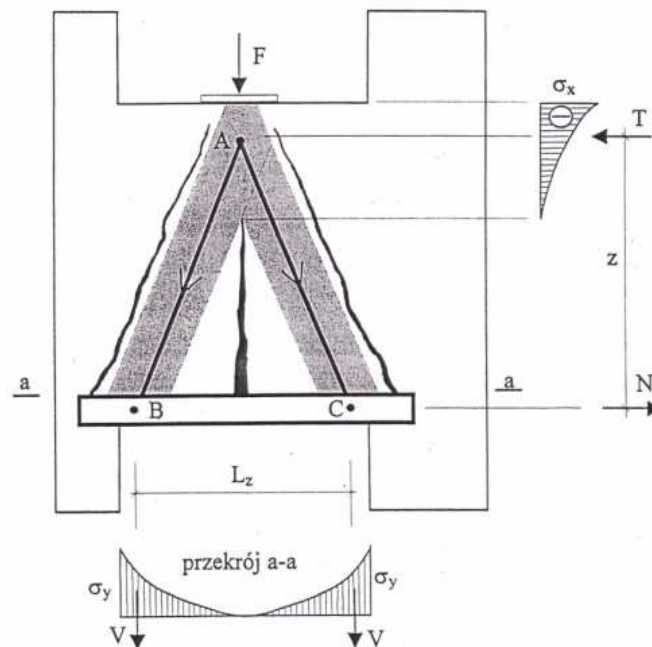
f_v - wytrzymałość muru na ścinanie w przekroju równoległym do warstw muru,

t - grubość muru,

c - odległość między poziomem działania rozporu H , a środkiem ciężkości strefy ścisanej (ustalana doświadczalnie),

$\gamma_m = 3$ - współczynnik bezpieczeństwa.

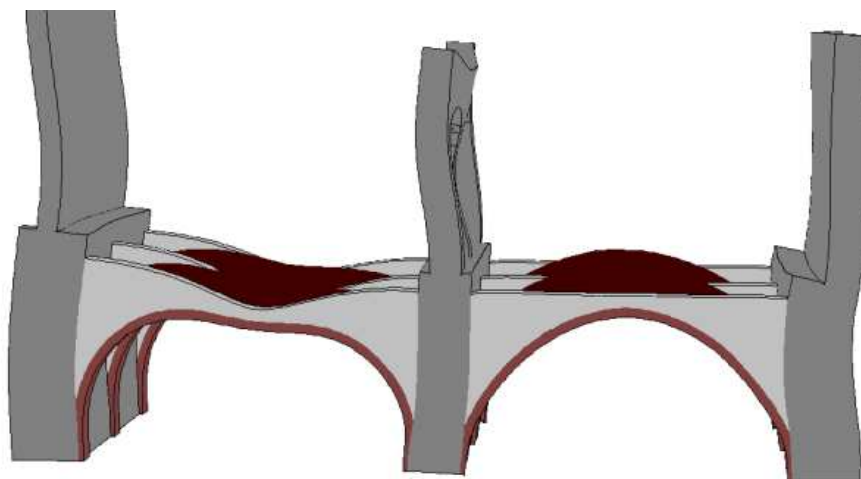
Badania doświadczalne muru ze stalowym nadprożem przeprowadził Kindracki [32]. Z badań tych wynikało, że po zarysowaniu muru nad nadprożem tworzy się wtórny łuk ceglany, który może przenieść dodatkowe obciążenie (rys. 3.13). Stalowe nadproże w tym układzie pracuje jako ścią.



Rys. 3.13. Uproszczony schemat prętowy fragmentu po zarysowaniu ukośnym wg Kindrackiego [32]

Pierwsze wyniki z rozpoczętych badań nad łukami kamiennymi w historycznych obiektach prezentuje praca Bovo, Mazzottiego, Savoia [8]. Badano wpływ obciążeń statycznych

i dynamicznych oraz określono zakres drgań własnych budowli (rys. 3.14). Analiza była dokonana numerycznie z weryfikacją doświadczalną w zakresie pracy nieliniowej. Badano również wpływ obciążeń sejsmicznych.

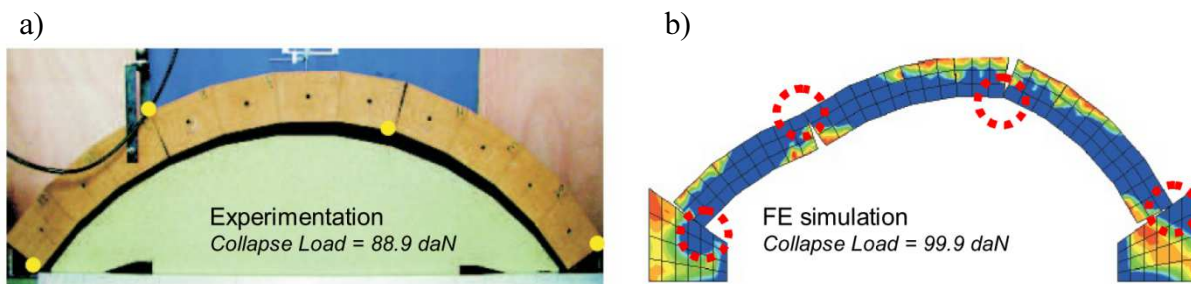


Rys. 3.14. Charakter deformacji dla drgań własnych pierwszego okresu wg Bovo, Mazzottiego, Savoia [8]

Teoretyczne rozważania nad pogłębieniem wiedzy odnośnie sposobu obliczeń numerycznych oraz analitycznych w ceglanych łukach prezentują badania [10, 16, 24, 67].

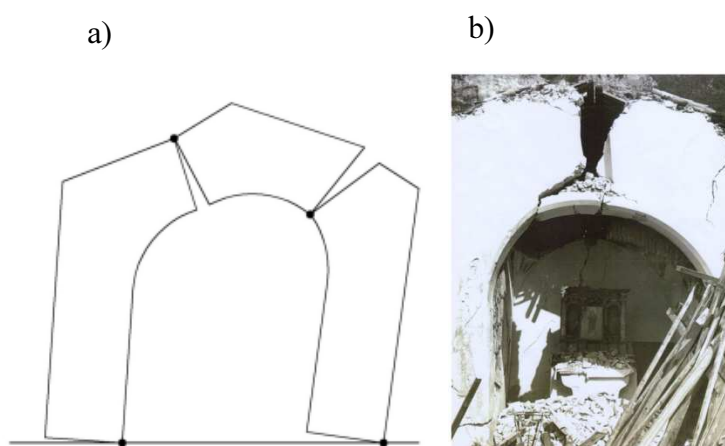
Próba zastosowania „Discrete Element Method” (DEM) LMGC90 została podjęta w ramach badań Albuernea, Williamsa, Lawsons [3]. LMGC90 był stosowany do analizy odpowiedzi łuków poddanych dynamicznemu ruchomemu obciążeniu. Wyniki numeryczne porównano z modelami doświadczalnymi. Wyniki numeryczne przewyższały wyniki otrzymane doświadczalnie. Błąd wyniku okazał się stały, więc wprowadzono kompensację błędu w modelu numerycznym. Badacze planują rozwiązanie napotkanych nieprawidłowości i dalszą próbę stosowania DEM do tego typu analiz.

Analiza murów katedry „Our Lady” w Tournai w Belgii, objętej listą światowego dziedzictwa UNESCO, została podjęta w ramach badań Van Parysa i in. [83]. Budynek zmaga się z problemami związanymi z posadowieniem. Zastosowano metodę elementów skończonych (mikromodelowanie) do oszacowania zapasu bezpieczeństwa pozostałego do momentu uszkodzenia struktury łukowej podtrzymującej główną konstrukcję budynku. Przeprowadzono analizę analityczną oraz numeryczną (za pomocą oprogramowania Matlab oraz Abaqus). Model łuku kalibrowano numerycznie na modelach doświadczalnych (rys. 3.15). Wyniki potwierdzają konieczność rozważania wzmacniania podłoża pod katedrą w celu zachowania konstrukcji.



Rys. 3.15. Mechanizm zniszczenia poprzez powstanie przegubów plastycznych - badanie numeryczne (b) oraz doświadczalne (a) wg Van Parysa i in. [83]

Badania Grubana i Di Gianantonio opisane w [23] skupiły się na mechanizmach zniszczenia powstających w nadprożach łukowych w ścianach kościołów. Badano wpływ geometrii i charakterystyk mechanicznych. Uzyskano zbieżność zaobserwowanych mechanizmów zniszczenia numerycznych z obserwacjami istniejących obiektów, które uległy zniszczeniu wskutek trzęsień ziemi (rys. 3.16).

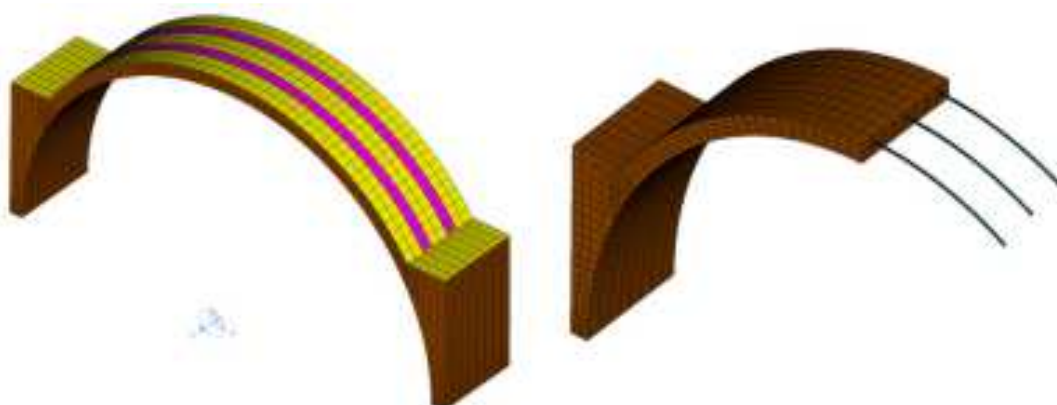


Rys. 3.16. Mechanizm zniszczenia nadproży łukowych: a - obliczenia numeryczne, b - zaobserwowany w istniejącym obiekcie [23]

W pracy Bednarza, Górskiego, Jasieńko, Rusińskiego [7] zaprezentowano badania numeryczne (rys. 3.18) oraz doświadczalne (rys. 3.17) dla ceglanych łuków/sklepień z pokazaniem proponowanych sposobów wzmocnień. Otrzymane wyniki pokazują znaczący wzrost nośności dla przedmiotowych konstrukcji po wzmocnieniu od 377% do 958%. Przebadano między innymi wzmocnianie za pomocą: siatek kompozytowych FRCM oraz Ruredil X Mesh, zbrojenia wklejanego na zaprawie do przekroju łuku. Metoda polegająca na zastosowaniu belek drewnianych służących do podwieszenia konstrukcji łuku (odciążenia) dała najlepsze rezultaty czyli wzrost nośności o 958%.



Rys. 3.17. Przykład stanowiska badawczego wg Bednarza, Górskiego, Jasieńko, Rusińskiego [7]



Rys. 3.18. Przykładowe modele dyskretne łuków użyte w analizach Bednarza, Górskiego, Jasieńko, Rusińskiego [7]

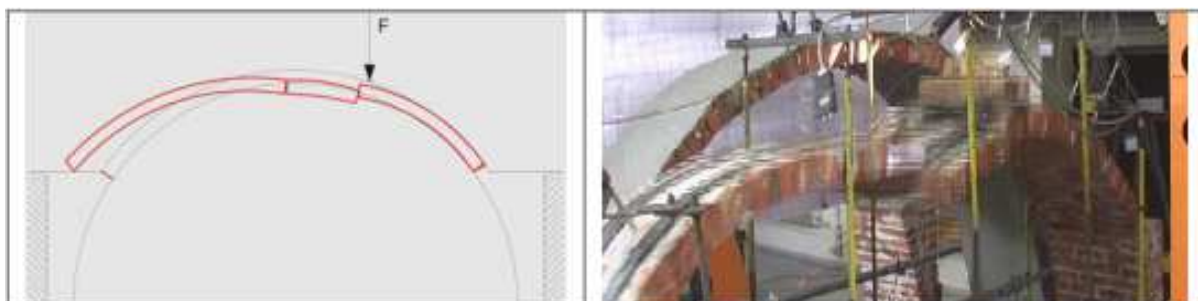
Praca Jasieńko, Bednarza, Nowaka [28] przedstawia problem stanu technicznego zabytkowych łuków ceglanych oraz sklepień. Została podjęta propozycja różnego rodzaju wzmocnień w korelacji z istniejącymi zdobieniami na łukach (rys. 3.19). Szczegółowo zostały omówione znane i używane na świecie różne technologie wzmocnień tego typu konstrukcji. Wykazano, iż proponowane sposoby wzmocnień dają pozytywne rezultaty chociażby poprzez zmianę sposobu zniszczenia konstrukcji, która jest zawsze związana ze zwiększeniem zakresu nośności. Zwrócono uwagę na konieczność analizy każdego przypadku indywidualnie i doboru odpowiedniego sposobu wzmocnienia za pomocą analizy MES biorąc pod uwagę dodatkowo walory historyczne i wizualne przedmiotowych konstrukcji.

W pracy Jasieńko, Bednarza [27] zostały omówione zagadnienia związane z analizą odkształceń i naprężeń wzmocnionych sklepień oraz łuków ceglanych. Zajęto się analizą problemu związanego z naprawą i rekonstrukcją sklepień. Zaprezentowano różne sposoby wzmocnień stosowanych po stronie grzbietowej, mając na uwadze, że zazwyczaj po stronie podniebienia występują freski i inne zdobienia. Przedstawiono metody analityczne i numeryczne stosowane w analizie łuków, sklepień i kopuł.



Rys. 3.19. Jedno ze stanowisk badawczych wg Jasieńko, Bednarza, Nowaka [28]

W pracy Jasieńko, Di Tommaso, Bednarza [29] przeprowadzono badania doświadczalne (rys. 3.20) oraz numeryczne w celu analizy optymalnych sposobów wzmocnień dla łuków ceglanych. Szczegółowo został opisany model matematyczny mechanizmu zniszczenia brany pod uwagę w symulacjach numerycznych. Zostały zaproponowane liczne sposoby wzmacniania przedmiotowych konstrukcji.



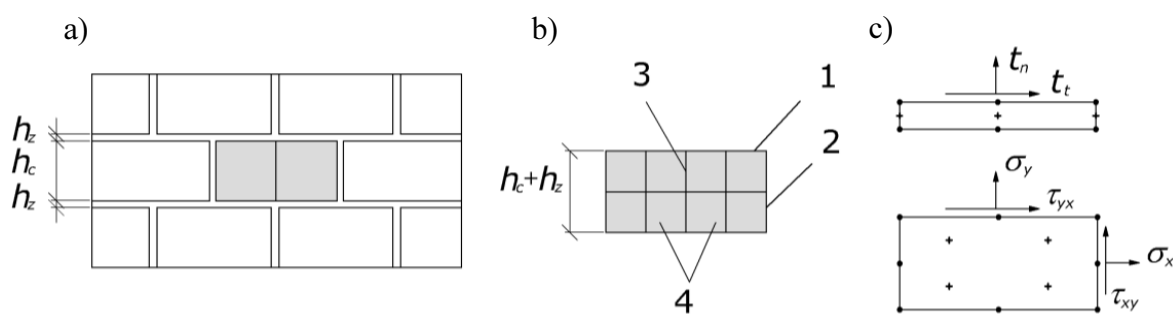
Rys. 3.20. Zarejestrowany mechanizm zniszczenia konstrukcji Jasieńko, Di Tommaso, Bednarza [29]

W pracy Jasieńko J., Bednarza [26] przedstawiono innowacyjne technologie wzmocnień konstrukcji łukowych wraz z przeglądem praktycznego zastosowania. Autorzy przytaczają

ważne badania, które mają znaczący wpływ na rozwój nowoczesnych metod wzmacniania przedmiotowych konstrukcji.

Interesujące badanie sklepień walcowych przeprowadzono na Politechnice Krakowskiej pod przewodnictwem Z. Janowskiego [25]. W badaniach tych dokonano analizy statycznej wpływu zasypki na pracę sklepienia walcowego. Stwierdzono, że obecność zasypki w pachwinach tych sklepień zwiększa ich nośność zwłaszcza przy obciążeniach niesymetrycznych. Ustalono również, że im większy kąt tarcia wewnętrznego materiału zasypki tym większy pozytywny wpływ ma ona na pracę sklepienia walcowego. Na podstawie tych badań można stwierdzić, że w przypadku nadproża łukowego warstwy muru powyżej łuku będą miały jeszcze w większym stopniu bardziej znaczący wpływ na nośność łuku.

Część badaczy w analizach zniszczenia konstrukcji murowych stosuje modele bazujące na teorii mechaniki zniszczenia [43]. Obecnie jest to mocno rozwijana teoria. Popularne są w zastosowaniu modele interfacowe (rys. 3.21), czyli bardzo małe elementy skończone, która mają za zadanie symulować interakcje pomiędzy materiałami oraz decydować o ewentualnym zniszczeniu danego połączenia.

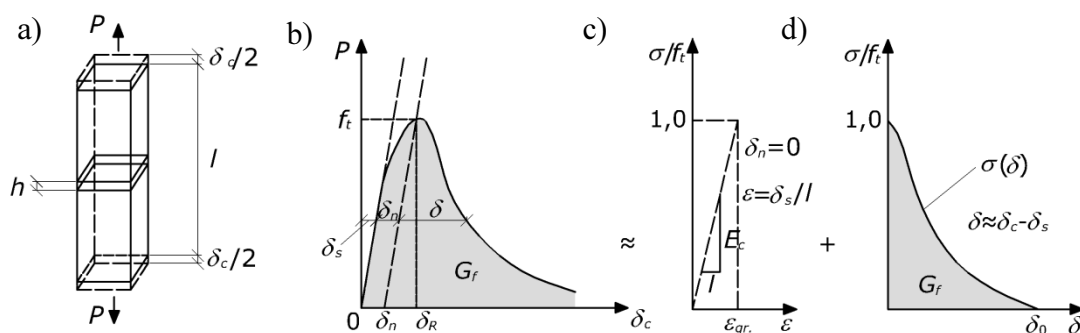


Rys. 3.21. Rozmieszczenie elementów interfacowych w murze [43]: a - fragment muru, b - powiększona cegła wraz z elementami interfacowymi w spoinie poziomej - 1, w spoinie pionowej - 2, w środku cegły - 3, sprężyste elementy ciągłe w cegle - 4, c - sześciowzłowy element interfacowy oraz ośmiowzłowy element tarczowy z czterema punktami całkowania, h_c

- wysokość cegły, h_z - grubość zaprawy, $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}, \tau_{yx}$ - składowe tensora naprężenia

Analiza pęknięcia wymaga od badaczy określenia wielu dodatkowych wartości do analizy, wykraczających poza standardową analizę w zakresie sprężystym. Jedną z tych wartości jest tak zwana energia pęknięcia, która w praktyce jest bardzo trudna do uzyskania. W zależności od skomplikowania modelu mówi się o dwóch (rozciąganie i ściskanie) bądź czterech różnych energiach pęknięcia dla modeli ortotropowych (dwie energie przy ścisaniu i dwie przy rozciąganiu). Przykładowo, w celu wyznaczenia energii pęknięcia dla rozciągania można wykonać test jednoosiowego rozciągania. Zgodnie z [44] przed pojawieniem się pojedynczej

makrorysy odkształcenia lokalizują się w paśmie mikrorys o szerokości h , a wykres siła - wydłużenie całkowite (rys. 3.22 b) można w przybliżeniu potraktować jako złożony z liniowej zależności naprężenia od odkształcenia w zakresie sprężystym (3.22 c) oraz funkcji opisującej w układzie wydłużenie - naprężenie rozwarcie rysy po osiągnięciu wytrzymałości na rozciąganie f_t (3.22 d). Pole pod wykresem tej funkcji jest traktowane jako stała materiałowa określająca energię pęknięcia G_f potrzebna do utworzenia jednostkowej powierzchni w pełni otwartej rysy.



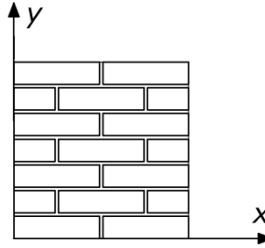
Rys. 3.22. Interpretacja parametrów przy rozciąganiu w modelu rysy [44]: a - lokalizacja odkształceń w paśmie grubości h , b - wykres siła - wydłużenie, c - prawo Hooke'a opisujące materiał do zarysowania, d - zależności naprężenia od wydłużenia w zakresie pokrywczym, l - długość próbki, ϵ - odkształcenie, f_t - wytrzymałość na rozciąganie, G_f - energia pęknięcia (pole pod wykresem)

Przeprowadzona wyżej analiza wskazuje małą ilość badań teoretycznych jak i doświadczalnych ściśle związanych z odcinkowymi ceglany nadprożami łukowymi. W szczególności brakuje analiz współpracy muru powyżej nadproża. Odpowiedzi można szukać w zmianach trendów kształtowania otworów okiennych oraz drzwiowych. W czasach, kiedy głównie interesowano się kształtem łuku ceglano nie było dzisiejszych zaawansowanych metod obliczeniowych, stąd ówczesne analizy musiały opierać się na możliwie prostych do policzenia układach zastępczych. Do momentu opracowania teorii pozwalającej szacować nośności łuków, kształtowano przedmiotowe nadproża na zasadzie doświadczeń i obliczeń empirycznych.

4. WSTĘPNA ANALIZA TEORETYCZNA

4.1 PODSTAWOWE ZWIĄZKI KONSTITUTYWNE

Mur składa się z dwóch materiałów (cegły oraz zaprawy) o różnych właściwościach fizycznych. Dodatkowo z uwagi na kształt cegły (różny w płaszczyźnie x oraz y zgodnie z rys. 4.1) powoduje to zróżnicowanie właściwości materiału w zależności od kierunku spoin wspornych.



Rys. 4.1. Oznaczenie kierunków głównych w analizowanym fragmencie muru

Budowa ta determinuje anizotropowe właściwości sprężyste i wytrzymałościowe. W celu określenia wielkości sił wewnętrznych dla modelu makroskopowego należy rozwiązać układ równań wynikający z podstawowych zasad teorii sprężystości dla płaskiego stanu naprężenia oraz związków konstytutywnych występujących w materiale ortotropowym. W praktyce sprowadza się to do rozwiązania układu równań:

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\}, \quad (4.1)$$

czyli:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{E_x}{1-\nu_{xy}\nu_{yx}} & \frac{E_x\nu_{yx}}{1-\nu_{xy}\nu_{yx}} & 0 \\ \frac{E_y\nu_{xy}}{1-\nu_{xy}\nu_{yx}} & \frac{E_y}{1-\nu_{xy}\nu_{yx}} & 0 \\ 0 & 0 & G_{xy} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}, \quad (4.2)$$

gdzie:

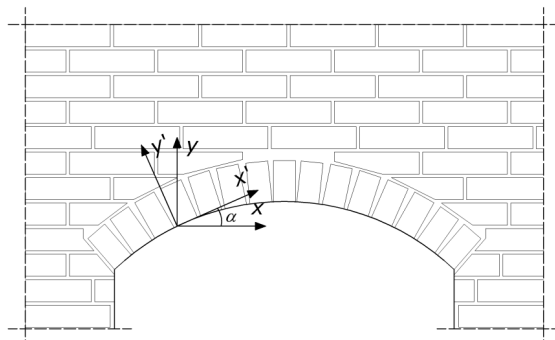
E_x, E_y - moduł Younga równoległe oraz prostopadłe do spoin wspornych,

$\nu_{xy}, \nu_{yx}, G_{xy}$ - współczynniki Poissona oraz Kirchhoffa dla materiału ortotropowego w płaskim stanie naprężenia,

$\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ - składowe tensora naprężenia dla płaskiego stanu naprężenia,

$\varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xy}$ - składowe tensora odkształcenia dla płaskiego stanu naprężenia.

W przypadku ceglanych nadproży łukowych macierz sztywności jest jeszcze bardziej skomplikowana, ponieważ jest zmienna w funkcji kąta α (rys. 4.2).



Rys. 4.2. Model materiału anizotropowego przyjęty do analiz

Powoduje to konieczność zapisania równania (4.2) w postaci równania [59]:

$$\begin{Bmatrix} \sigma'_x \\ \sigma'_y \\ \tau'_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} S'_{11} & S'_{12} & S'_{13} \\ S'_{21} & S'_{22} & S'_{23} \\ S'_{31} & S'_{32} & S'_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon'_x \\ \varepsilon'_y \\ \gamma'_{xy} \end{Bmatrix}, \quad (4.3)$$

gdzie:

$$S'_{11} = \frac{1}{E_x} \cos^4 \alpha + \frac{1}{4} \left(\frac{1}{G} - 2 \frac{\nu_{xy}}{E_x} \right) \sin^2 2\alpha + \frac{1}{E_y} \sin^4 \alpha,$$

$$S'_{22} = \frac{1}{E_y} \sin^4 \alpha + \frac{1}{4} \left(\frac{1}{G} - 2 \frac{\nu_{xy}}{E_x} \right) \sin^2 2\alpha + \frac{1}{E_x} \cos^4 \alpha,$$

$$S'_{12} = S'_{21} = \frac{\nu_{xy}}{E_x} (\sin^4 \alpha + \cos^4 \alpha) - \frac{1}{4} \left(\frac{1}{E_x} + \frac{1}{E_y} - \frac{1}{G} \right) \sin^2 2\alpha,$$

$$S'_{13} = S'_{31} = \left[\frac{1}{E_y} \sin^2 \alpha - \frac{1}{E_x} \cos^2 \alpha + \frac{1}{2} \left(\frac{1}{G} - 2 \frac{\nu_{xy}}{E_x} \right) \cos 2\alpha \right] \sin 2\alpha,$$

$$S'_{23} = S'_{32} = \left[\frac{1}{E_y} \cos^2 \alpha - \frac{1}{E_x} \sin^2 \alpha + \frac{1}{2} \left(\frac{1}{G} - 2 \frac{\nu_{xy}}{E_x} \right) \cos 2\alpha \right] \sin 2\alpha,$$

$$S'_{33} = \frac{1}{G} + \left(\frac{1}{E_x} + \frac{\nu_{xy}}{E_x} + 2 \frac{\nu_{xy}}{E_x} - \frac{1}{G} \right) \sin^2 2\alpha,$$

E_x, E_y - moduł Younga równoległe oraz prostopadłe do spoin wspornych,

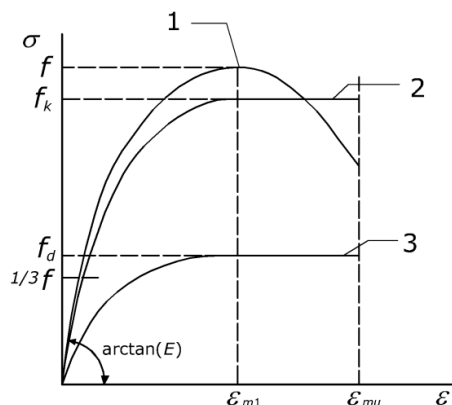
$\nu_{xy}, \nu_{yx}, G_{xy}$ - współczynniki Poissona oraz Kirchhoffa dla materiału anizotropowego w płaskim stanie naprężenia,

$\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ - składowe tensora naprężenia dla płaskiego stanu naprężenia,

$\varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xy}$ - składowe tensora odkształcenia dla płaskiego stanu naprężenia,

α - kąt pomiędzy trajektorią naprężeń głównych a kierunkiem spoin wspornych.

Dużym wyzwaniem projektowym jest uzyskanie powyższych składowych macierzy sztywności dla materiału anizotropowego. W literaturze przedmiotów można znaleźć nieliczne wyniki badań anizotropii sprężystości muru [68, 69]. Jednakże informacje te nie są na tyle ogólne i uniwersalne, aby pozwoliły na odczytanie niezbędnych wartości materiałowych odpowiednich dla przedmiotu własnych badań. Z kolei w Eurokodzie 6 [95] można jedynie znaleźć wzór na wyliczenie przybliżonego modułu sprężystości E_y na bazie wartości nośności muru f_k dostarczonej przez producenta. Przedmiotowe szacowanie modułu E odbywa się zgodnie z wykresem na rys. 4.3 wg krzywej oznaczonej 2.



Rys. 4.3. Zależność naprężenie - odkształcenie muru ściskanego: 1 - linia przebiegu rzeczywistego, 2 - linia wykresu idealizowanego, 3 - linia wykresu obliczeniowego, f - rzeczywista wytrzymałość muru na ściskanie, f_k - wytrzymałość muru na ściskanie charakterystyczna, f_d - wytrzymałość muru na ściskanie obliczeniowa, E - wartość modułu Younga, ε - odkształcenia, ε_{mu} - graniczne odkształcenia ściskające muru, ε_{m1} - graniczne odkształcenia ściskające muru w zakresie sprężystym

Oznacza to w praktyce, że aby wyznaczyć składowe anizotropowe materiału wg wzoru (4.3) wszystkie powyższe parametry trzeba określić doświadczalnie. Dopuszczalne jest wyznaczenie części parametrów doświadczalnie, a pozostałych za pomocą przeprowadzenia symulacji numerycznych.

W przypadku materiału izotropowego powyższe układ równań (4.3) oraz (4.2) ulega uproszczeniu, ponieważ:

$$E_x = E_y = E, \quad (4.4)$$

oraz

$$\nu_{xy} = \nu_{yx} = \nu, \quad (4.5)$$

stąd:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{E}{1-\nu^2} & \nu \frac{E}{1-\nu^2} & 0 \\ \nu \frac{E}{1-\nu^2} & \frac{E}{1-\nu^2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{E}{2(1+\nu^2)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}, \quad (4.6)$$

gdzie:

E - moduł Younga,

ν - współczynniki Poissona dla materiału izotropowego w płaskim stanie naprężenia,

$\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ - składowe tensora naprężenia dla płaskiego stanu naprężenia.

Znając podstawowe wartości naprężeń, można wyznaczyć wartości naprężeń głównych σ_1, σ_2 oraz wielkość kąta α między kierunkiem naprężeń głównych w odniesieniu do osi początkowych za pomocą wzorów:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}, \quad (4.7)$$

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}, \quad (4.8)$$

$$\operatorname{tg}(2\alpha) = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y}, \quad (4.9)$$

gdzie:

α - kąt pomiędzy kierunkiem naprężeń głównych a kierunkiem spoin wspornych,

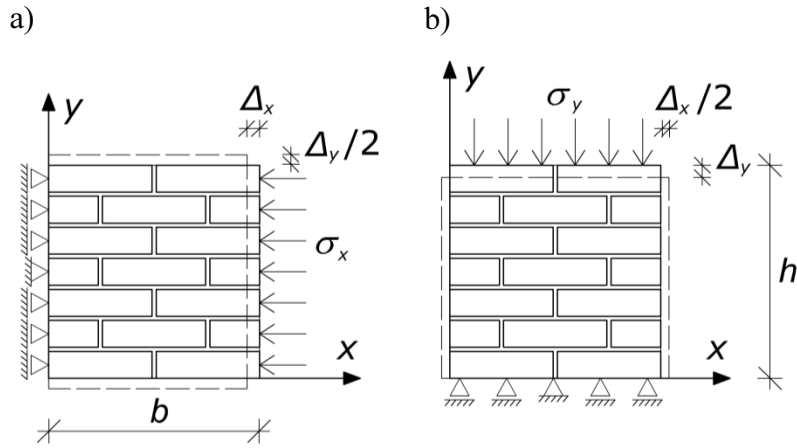
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ - składowe tensora naprężenia dla płaskiego stanu naprężenia.

4.2 WPLYW ANIZOTROPII SPRĘŻYSTOŚCI MURU NA STAN NAPRĘŻEŃ

Traktując model muru jako zhomogenizowany należy zwrócić uwagę na jego anizotropowy charakter. Wiąże się to z koniecznością każdorazowo wyznaczania dodatkowo czterech

stałych materiałowych (E_m, E_b, ν_m, ν_b) . Wg [34] o stopniu anizotropii materiału decyduje iloraz modułu Younga E_x / E_y oraz współczynników Poissona ν_{xy} / ν_{yx} .

W celu określenia stopnia anizotropii został zamodelowany standardowy fragment muru $50 \times 50 \times 12$ cm w objętościowym stanie naprężeń. Cegłę i zaprawę modelowano osobno prostopadłościowymi elementami skończonymi izoparametrycznymi. Kontakt pomiędzy materiałami zdefiniowano jako pełne zespolenie. Obciążenie modelu pierwszego to σ_x (rys. 4.4 a) oraz modelu drugiego σ_y (rys. 4.4 b). Zmiennym w badaniu numerycznym był iloraz modułu Younga zaprawy E_m do modułu Younga cegły E_b . Przedmiotowy iloraz zmieniano w zakresie $\frac{E_m}{E_b} = 0,1 \div 1,0$. Współczynniki Poissona ustalono jako: dla cegły $\nu_b = 0,2$ dla zaprawy $\nu_m = 0,3$.

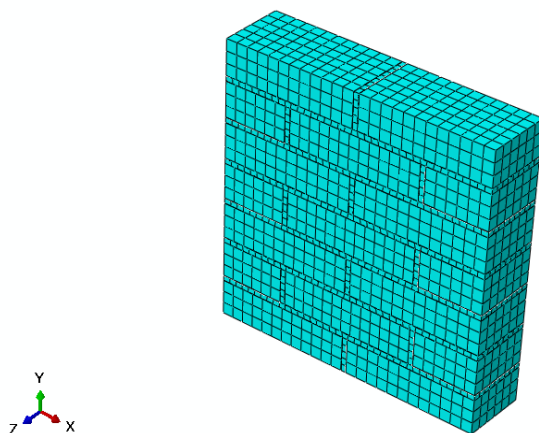


Rys. 4.4. Mikroskopowy model muru przyjęty do analizy w programie Abaqus obciążonego:
a) σ_x , b) σ_y

Przedmiotowe symulacje numeryczne przeprowadzono w programie Abaqus. Stworzony model numeryczny przedstawia rys. 4.5. Jako wynik rejestrowano wielkości przemieszczeń Δ_x i Δ_y , które przekształcono do wartości modułów Younga $E_x = \sigma_x \cdot b / \Delta_x$, $E_y = \sigma_y \cdot h / \Delta_y$ oraz współczynników Poissona $\nu_{xy} = \Delta_x \cdot h / \Delta_y \cdot b$, $\nu_{yx} = \Delta_y \cdot b / \Delta_x \cdot h$.

Otrzymane wyniki przedstawiono na rys. 4.6 w postaci ilorazu modułu Younga E_x / E_y oraz współczynników Poissona ν_{xy} / ν_{yx} . Maksymalna wartość ilorazu E_x / E_y wyniosła 1,6, natomiast ilorazu ν_{xy} / ν_{yx} wyniosła 1,84. Otrzymane wartości ilorazu modułu Younga są mniejsze od liczby 4, więc zgodnie z badaniami Lechnickiego [34] taki materiał można traktować jako materiał izotropowy o właściwościach konstytutywnych zgodnych ze wzorem

(4.6). Błędy uzyskane przy takim uproszczeniu nie będą miały znaczącego wpływu na końcowe różnice wynikowych stanów naprężeń.



Rys. 4.5. Widok modelu muru wg rys. 4.4 przyjętego do analizy z programu Abaqus [99]

Rys. 4.6. Otrzymane wyniki dla zmiennego E_m / E_b : a) dla ilorazu modułu Younga E_x / E_y ,
b) dla ilorazu współczynników Poissona ν_{xy} / ν_{yx}

4.3 PORÓWNANIE MODELI MAKROSKOPOWYCH ORAZ MIKROSKOPOWYCH

Mikromodelowanie pozwala osiągnąć precyzyjne wyniki, szczegółowo odwzorować niejednorodną strukturę muru. W praktyce modelowanie to polega na definiowaniu osobnych elementów skończonych dla zaprawy oraz dla cegły wraz ze zdefiniowaniem osobnych związków konstytutywnych i ze zdefiniowaniem właściwości fizycznych kontaktowych po-

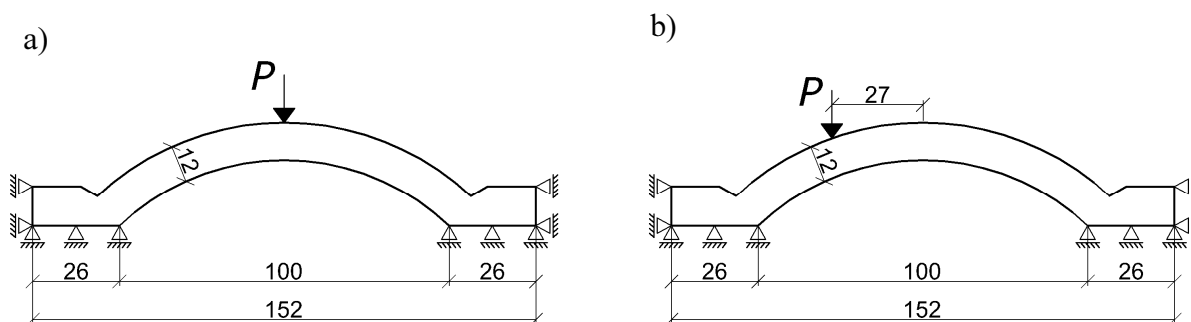
między nimi. W zależności od wybranego systemu obliczeniowego, definiowanie właściwości kontaktowych może odbywać się za pomocą tzw. elementów interfacowych. Najczęściej takie modelowanie używane jest dla małych fragmentów muru, co wiąże się z dużym czasem obliczeń skomplikowanych modeli MES dla obecnych komputerów. Makromodelowanie daje porównywalne wyniki z mikromodelowaniem i jest dużo sprawniejsze w modelowaniu i analizie. Proces tworzenia siatki MES nie jest zależny od faktycznego położenia spoin w murze. Czasami celowe jest w ramach jednego elementu skończonego zdefiniowanie paru jednostek cegieł wraz z fragmentami zaprawy. Zakładając, że badania powinny prowadzić do możliwie realnych efektów dla inżynierów (nieposiadających wiedzy naukowej), makromodelowanie wydaje się być dużo bardziej zasadnym. Makromodel muru jest kompozytem anizotropowym ze związkami konstutywnymi pomiędzy średnimi odkształceniami i średnimi naprężeniami.

Model muru zakładający występowanie ceglanych nadproży łukowych jest modelem anizotropowym, którego właściwości ulegają zmianie, w funkcji kąta α , w obrębie łuku ceglanego (rys. 4.2).

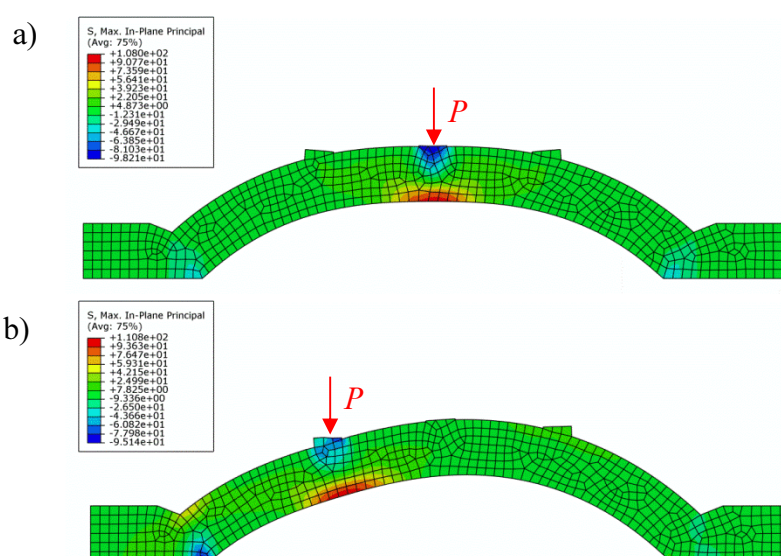
Przeprowadzono badania przy pomocy symulacji numerycznych rozbieżności uproszczonego modelowania makroskopowego w płaskim stanie naprężenia w porównaniu z analogicznym modelowaniem mikroskopowym w objętościowym stanie naprężenia. W tym celu został wykonany model wyodrębnionego łuku ceglanego o podparciu pionowym oraz ograniczeniem wpływu efektu rozporu poprzez dodatkowe podpory poziome w podporach łuku (rys. 4.7). Przyjęto moduł Younga muru $E = 25,2$ GPa, współczynnik Poissona muru $\nu = 0,08$ dla płaskiego stanu naprężenia (rys. 4.8). W analizowanym modelu obciążenie było dwójakiego rodzaju: w środku rozpiętości oraz niesymetrycznie w odległości $l/4$. Porównywano wyniki maksymalnego głównego naprężenia rozciągającego oraz maksymalnego przemieszczenia. Obciążenie wprowadzano jednostkowe (w postaci ciśnienia o wartości 1 MPa na przygotowane obszary o powierzchni 12×6 cm).

W przypadku analizy mikroskopowej użyto następujących stałych materiałowych: moduł Younga zaprawy $E_m = 7,82$ GPa, współczynnik Poissona zaprawy $\nu_m = 0,3$, moduł Younga cegły $E_b = 30,6$ GPa, współczynnik Poissona cegły $\nu_b = 0,2$. Sposób obciążenia przyjęto analogiczny jak w przypadku modelu makroskopowego dla płaskiego stanu naprężenia.

Maksymalne naprężenia główne rozciągające zarejestrowano w przekroju pod wprowadzoną siłą (dla wszystkich modeli analogicznie) co jest widoczne na rysunkach 4.8 i 4.9.



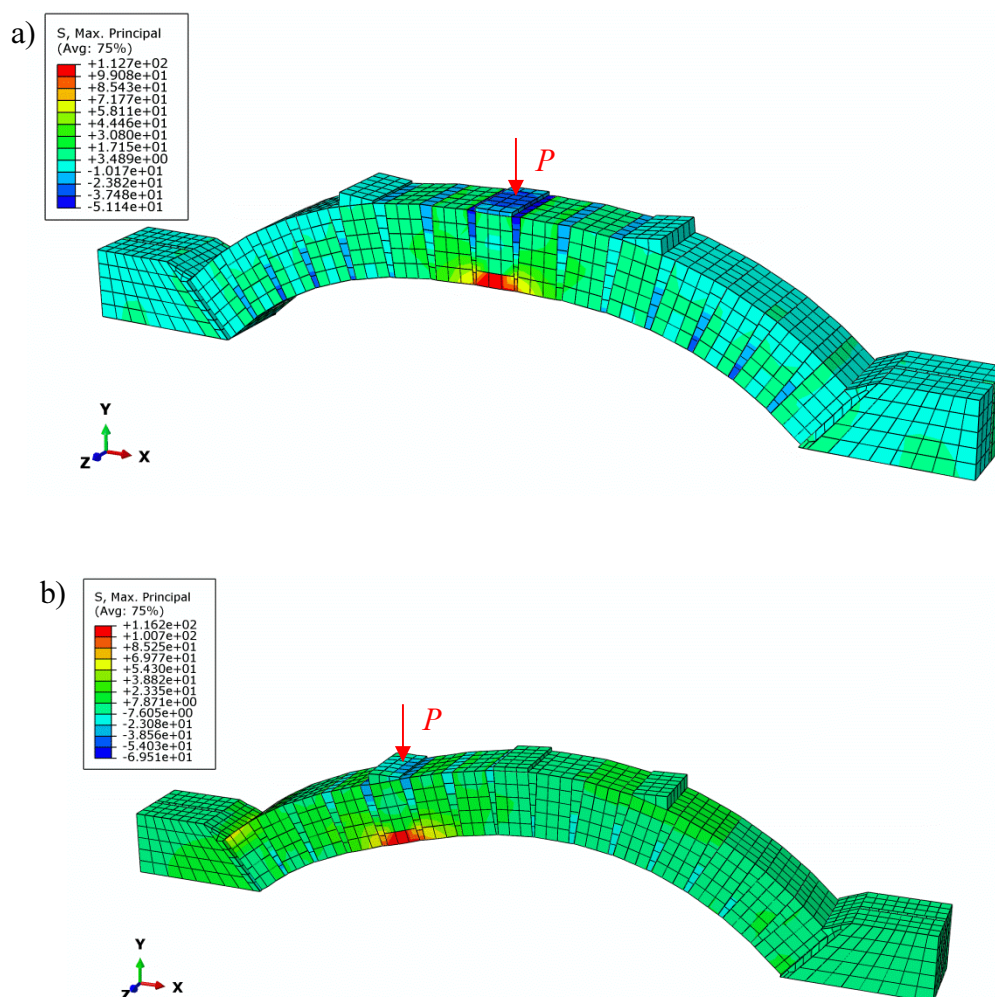
Rys. 4.7. Schemat modelu obliczeniowego przyjętego do analiz: a) siła skupiona P przyłożona w zworniku, b) siła skupiona P przyłożona niesymetrycznie w odległości $l/4$



Rys. 4.8. Wyniki symulacji numerycznych dla modelu makroskopowego w płaskim stanie naprężenia: a) siła skupiona P w środku rozpiętości, b) siła skupiona P z lewej strony w odległości $l/4$

Zbieżność powyższych modeli w zakresie wielkości naprężeń wynosiła do 95%, natomiast w zakresie przemieszczenia (w kierunku osi x i y) do 81%. Powyższa analiza pokazuje, że stosowanie modelowania uproszczonego izotropowego daje zbliżone rezultaty do modelu dokładnego mikroskopowego.

Podobne badania lecz dla próbek murowych wykonali Szojda i in. w swoich badaniach [35, 36, 74, 75, 76, 77, 78, 79]. Analizowali zbieżności osiągane za pomocą modelowania makroskopowego oraz mikroskopowego. Badania były prowadzone w celu sprawdzenia kalibracji modelu materiału sprężysto-plastycznego Majewskiego. Autorzy w licznych publikacjach podają metody poprawnego określania parametrów kryterium dla obu typu modeli. Otrzymywane wyniki były weryfikowane z wynikami badań doświadczalnych.



Rys. 4.9. Wyniki symulacji numerycznych dla modelu mikroskopowego w objętościowym stanie naprężenia: a) siła skupiona P w środku rozpiętości, b) siła skupiona P w odległości $l/4$

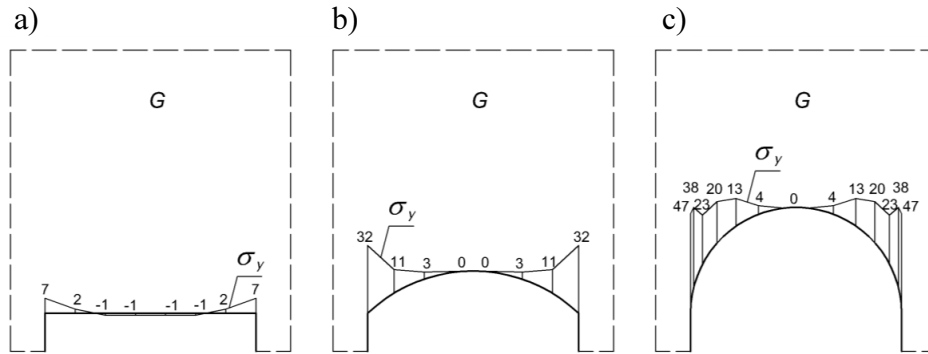
Jak wykazano powyżej, uproszczenie spowodowane analizą makroskopową jest dopuszczalne i często z uwagi na nakład pracy zasadne. Badania wykonane przez Lechnickiego [30], Kubicę [33], Małyszki [43], Szojdę i in. [35, 36, 74, 75, 76, 77, 78, 79], Jasieńko, Bednarza i in. [7, 26, 27, 28, 29] oraz innych wykazały zadowalającą zbieżność dla tego typu podejścia z weryfikacją doświadczalną. Oczywiście jest, że w dużej mierze zależne jest to od faktycznego rodzaju zastosowanego materiału i jego indywidualnych cech sprężystych.

4.4 USTALENIE ROZKŁADU OBCIĄŻEŃ NA ŁUK CEGLANY

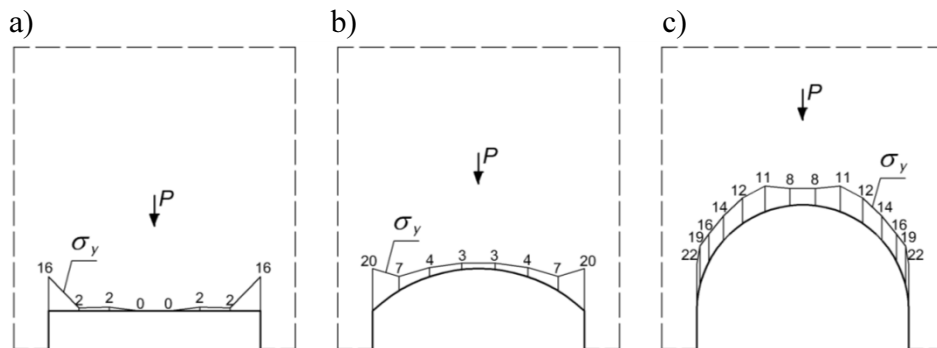
Ścianę murowaną nad nadprożem należy traktować jako tarczę wspartą na belce. W pracy Starosolskiego [72] analizowany był rozkład sił w tarczy podpartej na belce, zależny od podatności tej belki, współczynnika sprężystości ściany, wymiarów geometrycznych ścia-

ny oraz sposobu przyłożenia obciążenia. W pracy został zaproponowany współczynnik względnej sztywności, zależny od wymiarów geometrycznych ściany oraz sposobu obciążenia. Na podstawie wyliczonego współczynnika przy użyciu monogramów autor podaje sposoby określania rozkładu naprężeń na styku belki oraz tarczy. Autor zauważa, że dla niskich wartości względnego współczynnika sztywności obciążenie na belkę są pomijalne. Wraz ze wzrostem względnego współczynnika sztywności układu, obciążenie w przęśle rośnie. Ze wzrostem obciążenia w przęśle maleje koncentracja obciążeń na podporze. Skok naprężeń dla sztywnych układów ulega złagodzeniu. Mniej znaczący wpływ określono dla wymiarów samej tarczy. Przy małej sztywności belki wpływ ten jest prawie niezauważalny, wzrasta nieco w miarę zwiększania wartości względnego współczynnika sztywności. Otwór w tarczy położony w połowie rozpiętości bezpośrednio ponad belką nie wpływa praktycznie na rozkład obciążeń działających na belkę, o ile względny współczynnik sztywności jest mniejszy od jedności. Wynika to z braku występowania istotnych wartości oddziaływania między tarczą a belką. Jako pomijalny wpływ należy uznać otwory o szerokości nie większej jak $1/3$ długości belki. W przypadku większych sztywności belki każde wprowadzenie otworu wpływa na zmianę rozkładu obciążeń działających na belkę. Wraz ze wzrostem sztywności belki wpływ otworów rośnie. Znacząca zmiana rozkładu obciążeń działających na belkę występuje, kiedy otwór jest usytuowany nad belką w osi podpory. Dochodzi wówczas do spiętrzenia oddziaływań tarczy na krawędzi otworu. Spiętrzenie jest tym większe, im mniej sztywna jest sama belka. Takie spiętrzenie naprężeń w tarczy może okazać się niebezpieczne dla muru. Przedmiotowe analizy w pracy [72] zostały wykonane dla niewielkiej szerokości podparcia. Dla znaczących szerokości podparć do analiz dodatkowo brana jest szerokość samego podparcia.

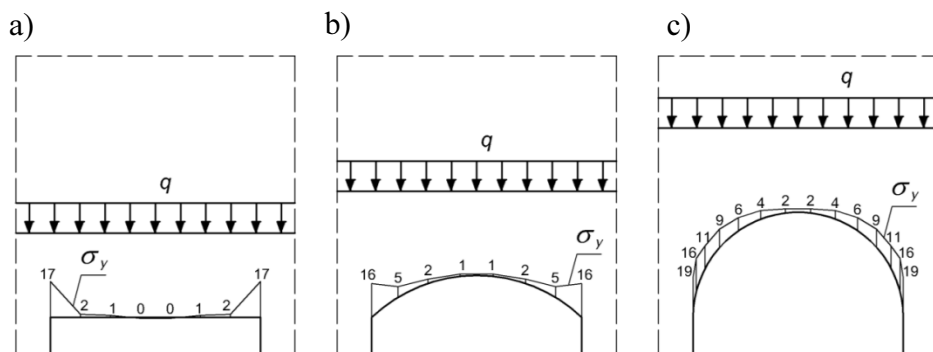
W badaniach własnych przeprowadzono analizę rozkładu naprężeń σ_y na powierzchni styku łuku oraz tarczy murowanej usytuowanej na łuku. Przedmiotowa analiza zakładała analizy dla trzech głównych typów obciążeń (jednostkowych): ciężaru własnego (oznaczonego jako G) siły skupionej od belki stropowej (oznaczonego jako P) oraz obciążenia rozłożonego od stropu (oznaczonego jako q). Wyniki dla tych obciążeń rejestrowano w zależności od zmiany geometrii łuku, począwszy od nadproża płaskiego, poprzez łuk odcinkowy do łuku półkolistego. Symulacje numeryczne przeprowadzono w programie Abaqus. Dla modelu izotropowego przyjęto moduł Younga $E = 25,2 \text{ GPa}$, współczynnik Poissona $\nu = 0,08$ dla płaskiego stanu naprężenia, grubość tarczy 12 cm. Otrzymano wyniki rozkładu naprężeń kontaktowych σ_y (rys. 4.10 - 4.12) w postaci bezwymiarowej, od jednostkowych obciążeń, które obrazują sposób przekazania obciążenia z muru na nadproże.



Rys. 4.10. Wykresy naprężeń kontaktowych σ_y na styku ceglanego łuku z warstwami muru powyżej dla obciążenia ciężarem własnym muru G wyniki otrzymano dla łuku płaskiego (a), łuku odcinkowego (b) oraz łuku półkolistego (c)



Rys. 4.11. Wykresy naprężeń kontaktowych σ_y na styku ceglanego łuku z warstwami muru powyżej dla obciążenia siłą skupioną w środku rozpiętości P wyniki otrzymano dla łuku płaskiego (a), łuku odcinkowego (b) oraz łuku półkolistego (c)



Rys. 4.12. Wykresy naprężeń kontaktowych σ_y na styku ceglanego łuku z warstwami muru powyżej dla obciążenia rozłożonego q wyniki otrzymano dla łuku płaskiego (a), łuku odcinkowego (b) oraz łuku półkolistego (c)

Główny wniosek z analizy wykresów to zwiększanie naprężeń kontaktowych σ_y na łuk wraz ze wzrostem strzałki łuku, czyli ze wzrostem jego sztywności. Analizowane nadproże płaskie ma dużo mniejsze obciążenie w przęśle jak pozostałe dwa. Największe naprężenia

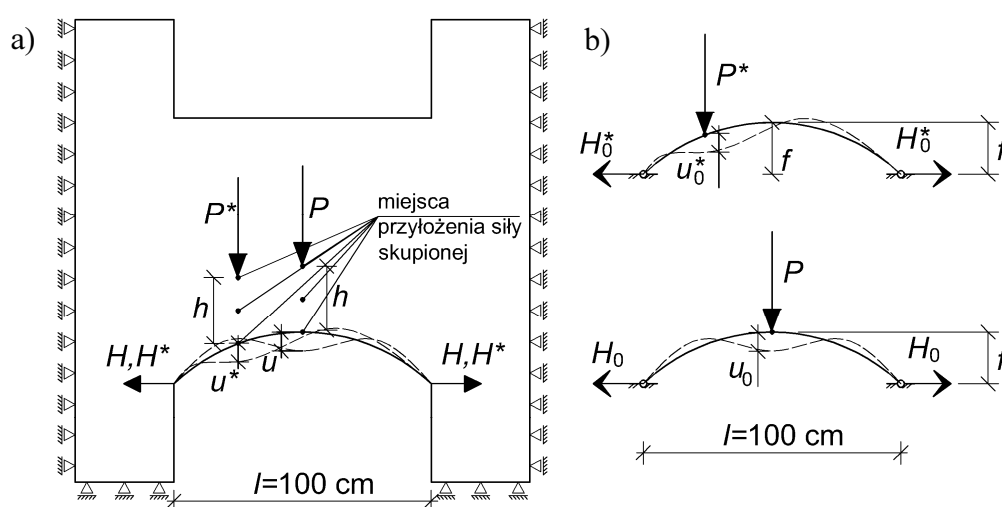
kontaktowe σ_y osiągnięto dla nadproża łukowego półkolistego. Nadproża płaskie wykazują głównie duże koncentracje naprężeń kontaktowych σ_y przy podporze. Wielkość przedmiotowej koncentracji będzie zależała od sztywności tarczy ponad nadprożem oraz samego nadproża jak to zostało omówione u Starosolskiego [72]. Dla przypadku obciążenia ciężarem własnym dla nadproża płaskiego zarejestrowano naprężenia kontaktowe σ_y na styku odwrotnego znaku. Podobna sytuacja wystąpiła dla pozostałych obciążeń, lecz została zarejestrowana o mniejszych wartościach. Analizując wielkości wyężenia samej podpory, nie można stwierdzić, że duża koncentracja obciążenia wystąpi tylko dla nadproża płaskiego. Dużo większe wartości w tym obszarze stwierdzono dla nadproży łukowych (około 6,7 razy większe). Dla obciążenia siłą skupioną P o 1,4 razy większe, dla obciążenia rozłożonego q o 1,1 razy większe. Dla łuku półkolistego naprężenia kontaktowe σ_y były jeszcze większe. Największa regularność występującego obciążenia wystąpiła dla siły skupionej P . Przedmiotową sytuację należy argumentować bezpośrednim wpływem naprężeń od wprowadzanej siły w sąsiedztwie środka łuku, czyli w strefie która zazwyczaj jest najmniej obciążona z całego nadproża. Pozostała redystrybucja naprężeń wystąpiła w tarczy i to doprowadziło do możliwie równomiernego rozłożenia naprężeń kontaktowych σ_y na łuku. Nadproża odcinkowe łukowe wykazywały uśrednione właściwości między nadprożem płaskim a nadprożem półkolistym.

Analizowany rozkład obciążenia jest inny niżeli wynikający z normy Eurokod 6 [95]. Jest to spowodowane, tym że normy przyjmują najbardziej niekorzystną sytuację, kiedy mur nad otworem okiennym jest niezwiązany, czyli przyczepność cegły i muru jest niska.

4.5 ANALIZA WARSTW MURU POWYŻEJ ŁUKU NA STAN NAPRĘŻEŃ NADPROŻY ŁUKOWYCH

Analizę wpływu współpracy ściany (nad nadprożem) z ceglanym nadprożem łukowym przeprowadzono na podstawie porównania wartości obciążeń dla fragmentu muru wraz z ceglanym nadprożem łukowym (rys. 4.13 a) w porównaniu do analogicznych obciążeń na wydzielonym łuku ceglanym (rys. 4.13 b). Analiza przeprowadzona od obciążenia siłą skupioną w środku rozpiętości nadproża P oraz niesymetrycznie P^* . Dodatkowo zmienna była wysokość h wprowadzanej siły w postaci ilorazu $h/l = 0,0 \div 0,4$, gdzie l to rozpiętość nadproża łukowego. Jako wynik rejestrowano wielkość siły rozporu H w łuku dla obciążenia syme-

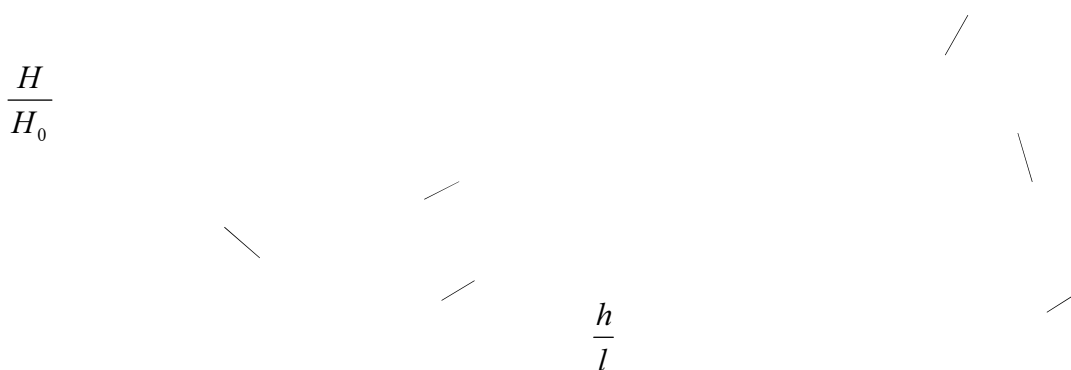
trycznego (dla obciążenia niesymetrycznego H^*) oraz ugięcia u (dla obciążenia niesymetrycznego u^*). Dodatkowo przeprowadzono analogiczne badania dla wyodrębnionych łuków z obciążeniem symetrycznym, gdzie jako wynik otrzymano H_0, u_0 oraz dla obciążenia niesymetrycznego H_0^*, u_0^* . W celu porównania wyników między fragmentem muru (rys. 4.13 a) z wyodrębnionym łukiem (rys. 4.13 b) wyniki zaprezentowano jako iloraz $H/H_0, H^*/H_0^*$ oraz $u/u_0, u^*/u_0^*$. Zmieniało również geometrię łuku jako parametr $f/l = 0,1 \div 0,5$, gdzie $f/l = 0,5$ to nadproże półkoliste. Symulacje numeryczne wykonano w programie Abaqus.



Rys. 4.13. Fragment muru przyjętego do analizy z ceglany nadprożem łukowym (a) oraz porównywanego wyodrębnionego ceglany łuku (b), gdzie: P, P^* - wprowadzane siły skupione, h - parametr określający wysokość przyłożenia siły, f - strzałka łuku, l - rozpiętość łuku, H, H^* - wielkość siły rozporu powstającej w ceglany nadprożu łukowym, H_0, H_0^* - wielkość siły rozporu powstającej w ceglany łuku, u, u^* - wielkość ugięcia ceglany nadproża łukowego, u_0, u_0^* - wielkość ugięcia ceglany łuku

Uzyskane wyniki dla siły usytuowanej symetrycznie wykazują różnice przy zmianie wysokości przyłożonej siły do wielkości siły rozporu H oraz H^* (rys. 4.14). Wielkość rozporu H oraz H^* określono poprzez odczytanie wartości σ_x (S11 w programie Abaqus) w węzle podpierającym łuk. Wartości rozporu H_0 oraz H_0^* dla wyodrębnionego łuku ceglany (rys. 4.13 b) odczytano jako reakcję poziomą (RF1 w programie Abaqus), która po podzieleniu przez rozmiar elementów skończonych podała wartości o tej samej jednostce co wartości H oraz H^* dla fragmentu muru wg rys. 4.13 a. Jeżeli to samo obciążenie jest przyłożone niesymetrycznie (P^*) w odległości $l/4$, wraz ze wzrostem wysokości przyłożenia siły

wielkość powstałego rozporu maleje. Efekt ten jest bardziej wyraźny dla obciążenia P^* (niesymetrycznego) niż w przypadku obciążenia P (symetrycznego). W obydwu przypadkach największe zbieżności między wyodrębnionym łukiem (rys. 4.13 b) oraz nadprożem łukowym wraz ze ścianą powyżej (rys. 4.13 a) osiągnięto dla modelu o ilorazie $f/l = 0,3$. Dużo wyższe zbieżności między modelami nadproża ze ścianą (rys. 4.13 a) oraz wyodrębnionego łuku (rys. 4.13 b) zostały osiągnięte dla obciążenia P^* (niesymetrycznego), niżeli to co otrzymano dla obciążenia P (symetrycznego).

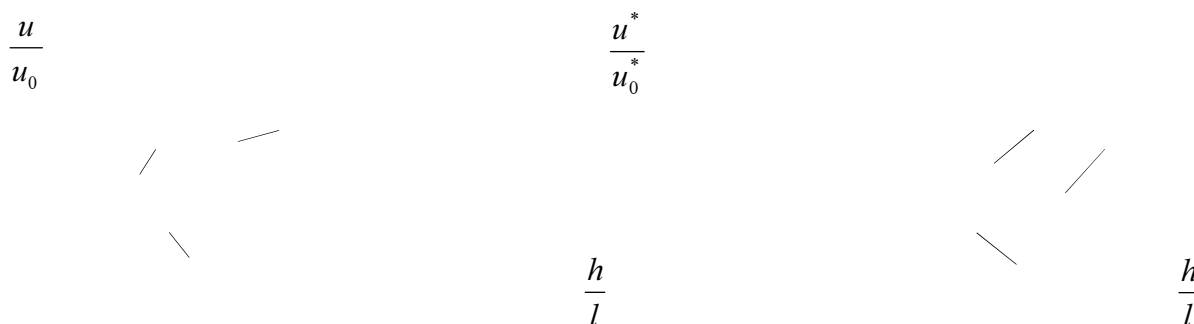


Rys. 4.14. Zależności wielkości siły rozporu dla fragmentu muru wg rys. 4.13 a w porównaniu do wyodrębnionego łuku ceglanego od zmiennego położenia h siły skupionej P w ilorazie do długości łuku l w środku rozpiętości (a) oraz P^* z lewej strony (b), gdzie: 1 - wyniki dla ilorazu strzałki łuku do rozpiętości równej 0,1; 2 - wyniki dla ilorazu strzałki łuku do rozpiętości równej 0,3; 3 - wyniki dla ilorazu strzałki łuku do rozpiętości równej 0,5 (czyli dla łuku półkolistego)

Analizowany efekt prowadzonych symulacji numerycznych dla przemieszczenia u_x i u_y wykazał, że dla wszystkich geometrii łuku wraz ze wzrostem wysokości przyłożenia siły przemieszczenia u_x i u_y malały (rys. 4.15). Widoczne są znaczące różnice ugięcia ceglanego nadproża łukowego z fragmentem muru wg (rys. 4.13 a) w odniesieniu do wyodrębnionego łuku ceglanego (wartości dochodzą do około 5 - krotnej rozbieżności). Dla stosunku położenia siły $h/l = 0$ mniejsze ugięcie było dla P^* , niżeli dla analogicznego obciążenia z P czyli dla siły w środku rozpiętości. Wraz ze wzrostem wysokości położenia siły ugięcie ulegało dalszemu zmniejszeniu.

Powyższe analizy wykazują znaczące różnice wyników dla fragmentów ściany zawierających ceglane nadproża łukowe oraz wyodrębnionych łuków ceglanych. Oznacza to ko-

nieczność uwzględnienia współpracy muru powyżej ceglanego łuku w prowadzeniu analiz nośności ceglanych nadproży łukowych.



Rys. 4.15. Zależności wielkości ugięcia dla fragmentu muru wg rys. 4.13 a w porównaniu do wyodrębnionego łuku ceglanego od zmiennego położenia h siły skupionej P w ilorazie do długości łuku l w środku rozpiętości (a) oraz z lewej strony (b), gdzie: 1 - wyniki dla ilorazie strzałki łuku do rozpiętości równej 0,1; 2 - wyniki dla ilorazie strzałki łuku do rozpiętości równej 0,3; 3 - wyniki dla ilorazie strzałki łuku do rozpiętości równej 0,5 (czyli dla łuku półkolistego)

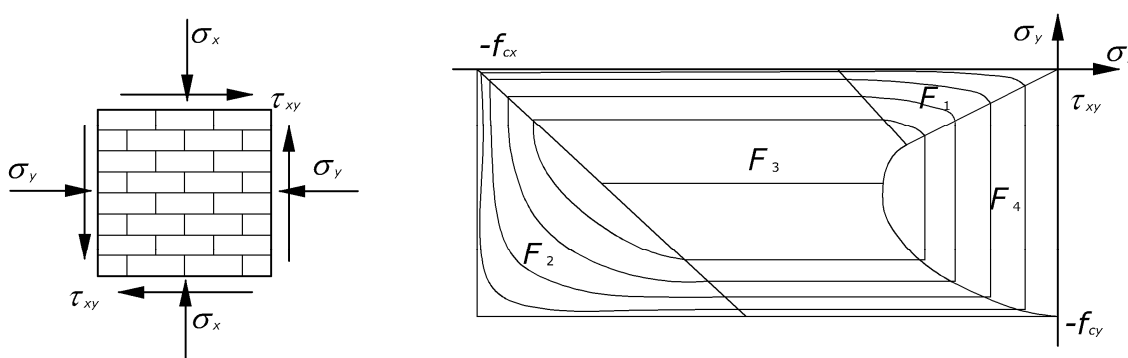
4.6 WYBÓR KRYTERIUM WYTĘŻENIA MURU

Istnieje wiele modeli konstytutywnych opisujących zachowanie materiału murowego na podstawie mechaniki ośrodka ciągłego, które sprowadzają się do określenia powierzchni ograniczających obszary odmiennego zachowania materiału zgodnie z przyjętymi hipotezami wytrzymałowymi. Stosowane hipotezy wytrzymałowe opisują mur jako materiał o anizotropowych właściwościach mechanicznych. Dopuszcza się potraktowanie muru jako materiału jednorodnego, zhomogenizowanego, ale o wyraźnej kierunkowych właściwościach, wynikających z obecności słabszych na ogół warstw zaprawy.

Sformułowanie kryterium zniszczenia (hipotezy wytrzymałości) materiału z wyraźnymi kierunkowymi właściwościami mechanicznymi stanowi ważny problem badawczy. Jako kryterium zniszczenia należy rozumieć doświadczalny stan zniszczenia elementów próbnego materiału znajdujących się w jednorodnym stanie naprężenia. Jednakże w praktyce nie udaje się osiągnąć jednorodnego stanu naprężenia oraz jednoznacznie określić moment osiągnięcia powierzchni granicznej, czyli zniszczenia.

Szeroki program badań doświadczalnych i teoretycznych przeprowadzono w Szwajcarii [18, 19, 20, 21]. W ramach tych badań opracowano kryterium wyłączenia Ganza-Thürlimanna, które zostało zawarte w normie szwajcarskiej [70].

Rysunek 4.16. przedstawia powierzchnię graniczną zgodnie z normą szwajcarską. Powierzchnia ta jest ograniczona przez dwa stożki eliptyczne (kryteria F_1 i F_2), walec (F_3) oraz płaszczyznę (F_4) w układzie osi $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$. W analizie pominięto wytrzymałość muru na rozciąganie. W celu określenia parametrów powierzchni granicznej potrzebne są trzy parametry wytrzymałościowe: wytrzymałość na ściskanie prostopadłe f_{cx} , równoległe f_{cy} do układu warstw oraz współczynnik tarcia $\tan\phi$. Ta powierzchnia, po częściowym zmodyfikowaniu, była wykorzystywana w modelu konstytutywnym muru przedstawionym w badaniach Seima [71].

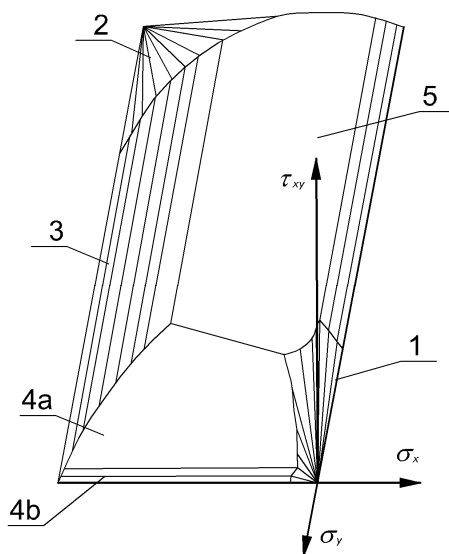


Rys. 4.16. Powierzchnia graniczna muru w płaskim stanie naprężenia wg normy szwajcarskiej z 1992 roku, gdzie: $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ - składowe tensora naprężenia, F_1, F_2, F_3 - kryteria ograniczające, f_{cx} - wytrzymałość na ściskanie prostopadłe do muru, f_{cy} - wytrzymałość na ściskanie równoległe do muru

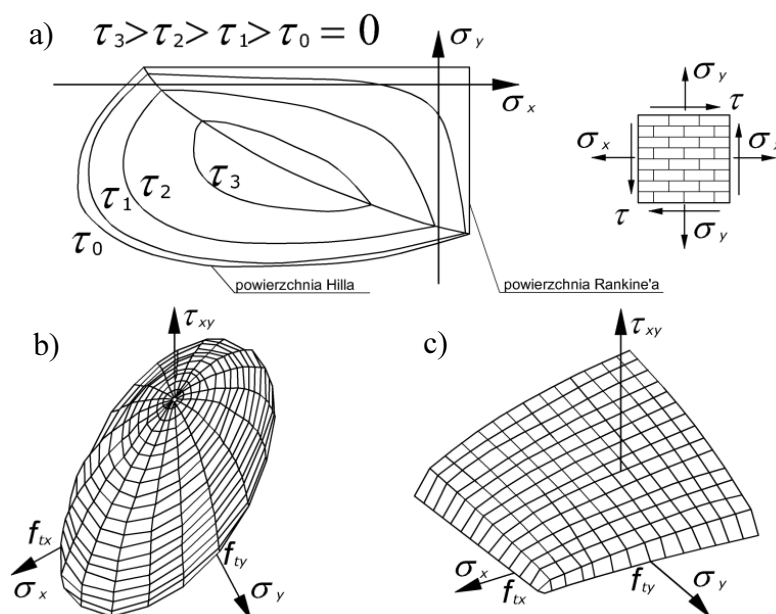
Mankamenty kryterium Ganza-Thürlimanna dostrzegli Mojsilović i Marti [52], bazując na badaniach własnych oraz wcześniejszych przeprowadzonych przez Furlera [17]. Przedmiotowa poprawka wiązała się ze ścięciem powierzchni granicznej cylindrycznej 3 (rys. 4.17) poprzez płaszczyznę 5. Opisywała ona dodatkowo warunek związany z zniszczeniem muru wskutek „poślizgu” w zaprawie spoiny.

Odrębne podejście do nośności granicznej zostało zaproponowane w badaniach Lourenco i Rotsa oraz innych [37, 38, 39, 40, 41, 42]. Opracowany model materiału bazował na kryterium Rankine’a w zakresie naprężeń rozciągających oraz kryterium Hilla w obszarze

naprężeń ściskających. Przedmiotowe kryterium częściowo bazuje na kryterium Tsai-Wu [81] zaproponowanego do analiz laminatów. Przedmiotowe kryterium obrazuje rys. 4.18.



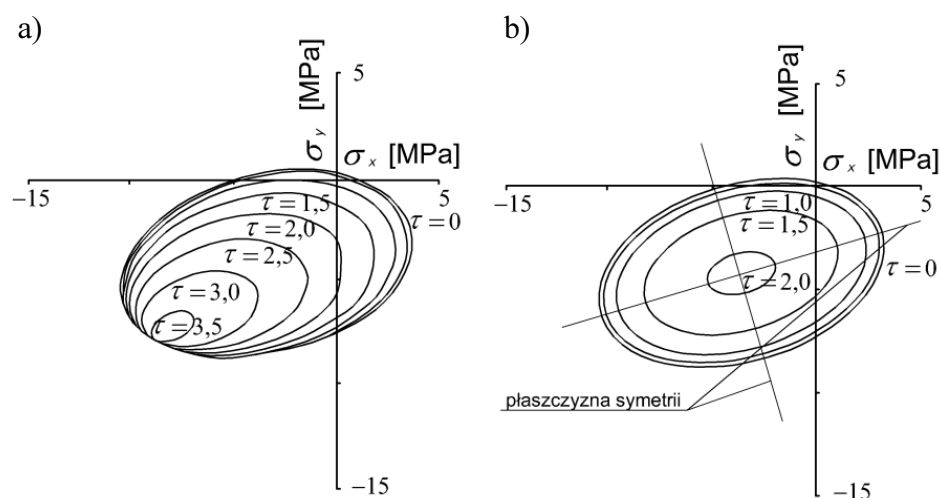
Rys. 4.17. Powierzchnia graniczna nośności muru wg Mojsilovića i Martiego [52], gdzie: σ_x , σ_y , τ_{xy} - składowe tensora naprężenia, 1, 2, 3, 4, 5 - kryteria ograniczające



Rys. 4.18. Powierzchnia graniczna nośności muru wg Lourenco i Rotsa oraz innych [37, 38, 39, 40, 41, 42]: powierzchnia graniczna złożona z izolini naprężeń ścinających (a), kryterium Hilla dla $\tau_{xy} \geq 0$ (b), kryterium Rankine'a dla $\tau_{xy} \geq 0$ (c), gdzie: σ_x , σ_y , τ_{xy} , τ - składowe tensora naprężenia, f_{tx} - wytrzymałość na rozciąganie prostopadle do muru, f_{ty} - wytrzymałość na rozciąganie równoległe do muru

Symakezis i Asteris [73] jak i wielu innych badaczy w pracy nad własnym kryterium bazowali między innymi na wynikach badań doświadczalnych przeprowadzonych przez

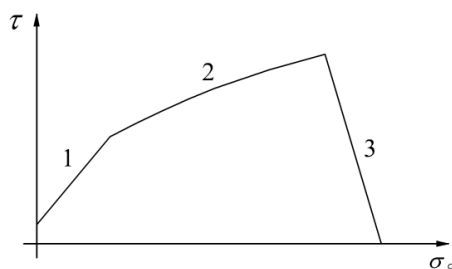
Page'a [61, 62]. Propozycja kryterium w postaci ogólnej (bardziej dokładnej) oraz uproszczonej prezentuje rys. 4.19.



Rys. 4.19. Powierzchnia graniczna nośności muru wg Symakezisa i Asterisa [73]: kryterium w postaci ogólnej (a), kryterium w postaci uproszczonej (b), gdzie: σ_x , σ_y , τ - składowe tensora naprężenia

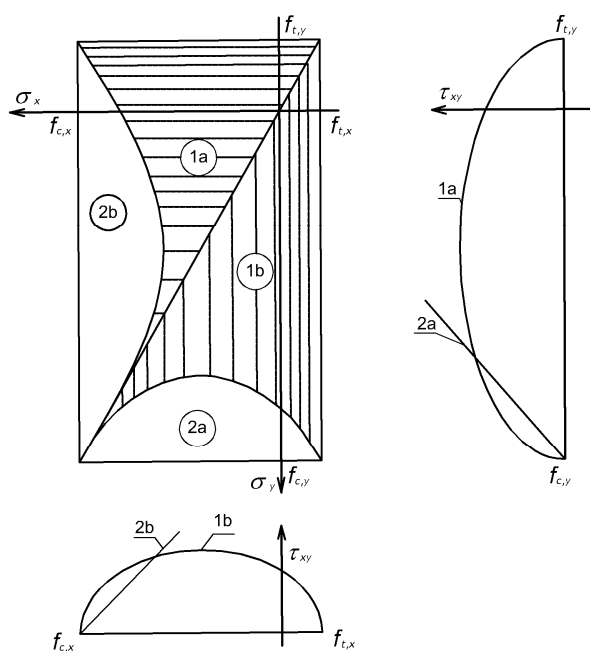
Badania kryteriów nośności granicznej dla murów były prowadzone również w Niemczech. Widząc liczne niedoskonałości podstawowego kryterium Coulomba-Mohra badacze Mann i Müller [45, 46, 47, 48, 49, 50, 53] na podstawie badań własnych zaproponowali kryterium, które zakłada zniszczenie wskutek: oderwania zaprawy od powierzchni elementów, poślizg, czyli przekroczeniu kąta tarcia wewnętrznego w zaprawie, przekroczenie wytrzymałości na rozciąganie elementów murowych i przekroczenie wytrzymałości muru na ściskanie. Kryterium Manna i Müllera z uwagi na swoją klarowną i prostą formę często ulega modyfikacjom. Przykładowo, zostało zmienione przez Crisafulliego, Carra i Parka [11] i dostosowane w celu analizy niezbrojonych konstrukcji murowych poddawanych oddziaływaniom typu dynamicznego i sejsmicznego. Modyfikacja polegała na uwzględnieniu rozkładu dodatkowych naprężeń normalnych działających na wsporne płaszczyzny element murowego, a pochodzących od poziomych sił ścinających, wywołujących obrót elementów murowych.

Kryterium Manna i Müllera zostało ujęte w niemieckiej normie DIN 1053 [90] (rys. 4.20). Od oryginału forma użyta w normie różni się ograniczeniem do trzech krzywych granicznych opisujących zniszczenie murów. Przedmiotowe kryterium zakłada zniszczenie wskutek: poślizgu, czyli przekroczeniu kąta tarcia wewnętrznego w zaprawie - 1, przekroczenie wytrzymałości na rozciąganie elementów murowych - 2, przekroczenie wytrzymałości muru na ściskanie - 3.



Rys. 4.20. Powierzchnia graniczna nośności muru wg DIN 1053 [90], gdzie: σ_c, τ - składowe tensora naprężenia, 1, 2, 3 - oznaczenia krzywych granicznych

Kryterium zaproponowane przez Kubicę [33] na podstawie przeprowadzonych badań widoczne jest w postaci powierzchni ograniczającej widocznej na rys. 4.21. Przestrzeń swojego kryterium autor ograniczył powierzchnią powstałą wskutek ukośnego zarysowania muru w wyniku przekroczenia nośności na ścinanie (utruty adhezji) w zaprawie lub w ceglach - 1, oraz przekroczenia wytrzymałości muru na ściskanie - 2. Powierzchnie graniczne zostały wyznaczone dla różnych płaszczyzn dla różnych wzorów, stąd wyrażenie ich w postaci 1a, 1b oraz 2a, 2b na rys. 4.21.



Rys. 4.21. Powierzchnia graniczna nośności muru wg Kubicy [33] gdzie: $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ - składowe tensora naprężenia, $f_{c,x}$ - wytrzymałość muru na ściskanie w kierunku równoległym do spoin wspólnych, $f_{c,y}$ - wytrzymałość muru na ściskanie w kierunku prostopadłym do spoin wspólnych, $f_{t,x}$ - wytrzymałość muru na rozciąganie w kierunku równoległym do spoin wspólnych, $f_{t,y}$ - wytrzymałość muru na rozciąganie w kierunku prostopadłym do spoin wspólnych, 1a, 1b, 2a, 2b - oznaczenia krzywych granicznych

Znaczący wpływ na rozwój wiedzy w płaskim stanie naprężenia miały badania Page'a [62], w których przebadano 102 modele muru o wymiarach $0,36 \times 0,35 \times 0,05$ m. Modele wykonano z cegieł wyciętych z cegły ceramicznej pełnej (skala 1:2). Modele obciążano proporcjonalnie, dwuosiowo przy różnej orientacji warstw muru względem kierunków obciążenia (kierunki naprężeń głównych).

Widoczne są na rys. 4.22 linie graniczne dla uproszczonych kryteriów wg [43] opisanych wzorami:

$$\frac{1}{f_{ti}} = \frac{n_{xi}^2}{f_{tx}} + \frac{n_{yi}^2}{f_{ty}} + \frac{n_{zi}^2}{f_{tz}}, \quad (4.2)$$

$$\frac{1}{f_{ci}} = \frac{n_{xi}^2}{f_{cx}} + \frac{n_{yi}^2}{f_{cy}} + \frac{n_{zi}^2}{f_{cz}}, \quad (4.3)$$

gdzie:

f_{tx} - nośność muru na rozciąganie równoległe do spoin wspornych,

f_{ty} - nośność muru na rozciąganie prostopadłe do spoin wspornych,

f_{tz} - nośność muru na rozciąganie względem prostopadłej płaszczyzny do głównej płaszczyzny muru,

f_{ti} - nośność muru wynikowa dla rozciągania wg proponowanego kryterium,

f_{cx} - nośność muru na ściskanie równoległe do spoin wspornych,

f_{cy} - nośność muru na ściskanie prostopadłe do spoin wspornych,

f_{cz} - nośność muru na ściskanie względem prostopadłej płaszczyzny do głównej płaszczyzny muru,

f_{ci} - nośność muru wynikowa dla ściskania wg proponowanego kryterium,

n_{xi}, n_{yi}, n_{zi} - kosinusy kierunkowe między kierunkiem głównym a kolejnymi osiami ortotropii materiału.

Kryterium (4.2) można przedstawić za pomocą hipotezy największego naprężenia rozciągającego:

$$f_{ti} - \sigma_i = 0, \quad (4.4)$$

gdzie:

f_{ti} - nośność muru wynikowa dla rozciągania wg proponowanego kryterium,

σ_i - wartości naprężenia,

dla:

$$i = 1, 2, 3.$$

Analogicznie dla ściskania kryterium (4.3) można przedstawić za pomocą hipotezy największego naprężenia ściskającego:

$$f_{ci} - \sigma_i = 0, \quad (4.5)$$

gdzie:

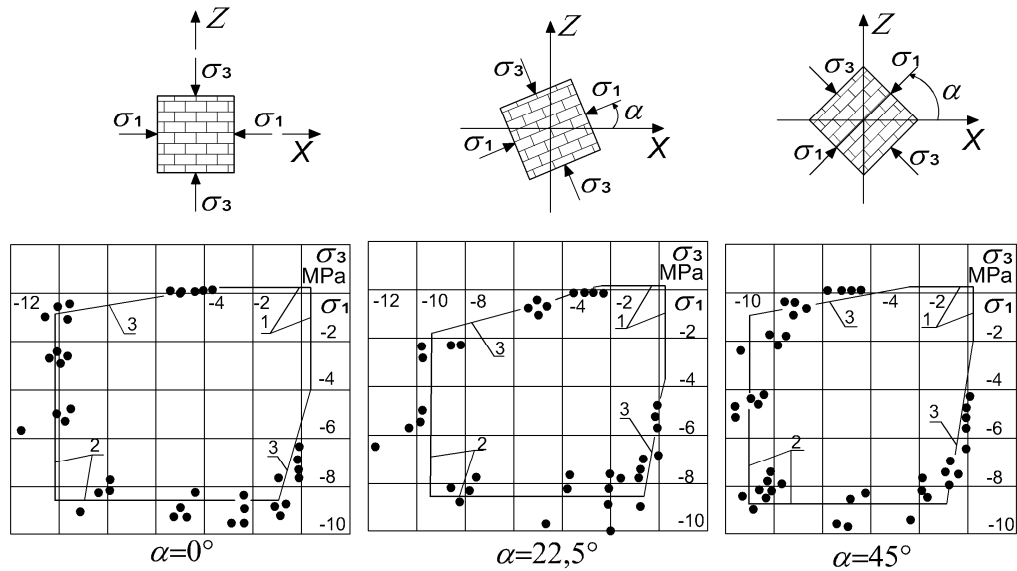
f_{ci} - nośność muru wynikowa dla ściskania wg proponowanego kryterium,

σ_i - wartości naprężenia,

dla:

$$i = 1, 2, 3.$$

Ww. kryteria pokazano łącznie z wynikami doświadczalnymi Page'a dla różnych orientacji naprężeń głównych względem głównych osi ortotropii materiału, dla kątów $\alpha = 0^\circ, 22,5^\circ, 45^\circ$. Wykresy w płaskim stanie naprężenia (σ_1, σ_3) zostały pokazane w układzie współrzędnych zgodnych z osiami naprężeń głównych. Linie 1 odpowiadają hipotezie największego naprężenia rozciągającego (4.2), linie 2 - hipotezie największego naprężenia ściskającego (4.3), linie 3 - kryteriom zniszczenia (poprzez ściecie). Osiągnięta została zadowalająca zbieżność wyników doświadczalnych z założeniami teoretycznymi.

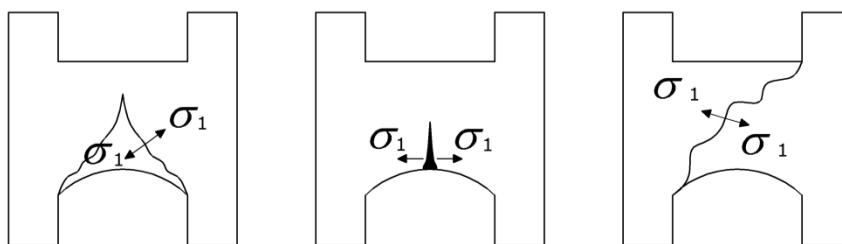


Rys. 4.22. Porównanie wyników proponowanych w badaniach Małyszko [43] z wynikami badań doświadczalnych Page'a [62] gdzie: $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ - składowe tensora naprężenia dla naprężeń głównych, 1, 2, 3 - oznaczenia linii kryterium

Każde z powyższych kryteriów nośności granicznej jest właściwym w zależności od problemu jaki trzeba rozwiązać. Nie stworzono dotychczas jednego uniwersalnego kryterium do stosowania do wszelkich stanów naprężeń murów. Każde z przedmiotowych kryteriów wymaga od badacza uzyskania dużej liczby dodatkowych parametrów, które są możliwie do uzyskania jedynie doświadczalnie. Część można próbować uzyskać na zasadzie symulacji numerycznych, na podstawie przebadania doświadczalnego podstawowych parametrów zaprawy oraz cegły. Wszystko to wiąże się z dużym nakładem finansowym prowadzonych badań. Część z parametrów zakłada wykorzystanie zaawansowanych maszyn do dwu lub trójosiowego ściskania.

Autor niniejszej pracy na podstawie poczynionych obserwacji na istniejących budynkach stwierdził, że w strefie ceglanych nadproży łukowych czynnikiem determinującym będą główne naprężenia rozciągające, oraz ich kąt względem kierunku spoin wspornych. Ten stan naprężeń, nie jest dokładnie odzwierciedlony w ww. kryteriach nośności granicznej.

W badaniach autora zdecydowano się na użycie kryterium głównych naprężeń rozciągających (rys. 4.23).



Rys. 4.23. Typowy schemat zniszczenia ceglanych nadproży łukowych w wyniku działania głównych naprężeń rozciągających σ_1

Na rysunku 4.24 pokazano wyniki badań doświadczalnych [13] w porównaniu z warunkiem nośności granicznej [43] wyrażonym wzorem:

$$\frac{1}{f_{t\alpha}} = \frac{\cos^2 \alpha}{f_{tX}} + \frac{\sin^2 \alpha}{f_{tY}}, \quad (4.1)$$

gdzie:

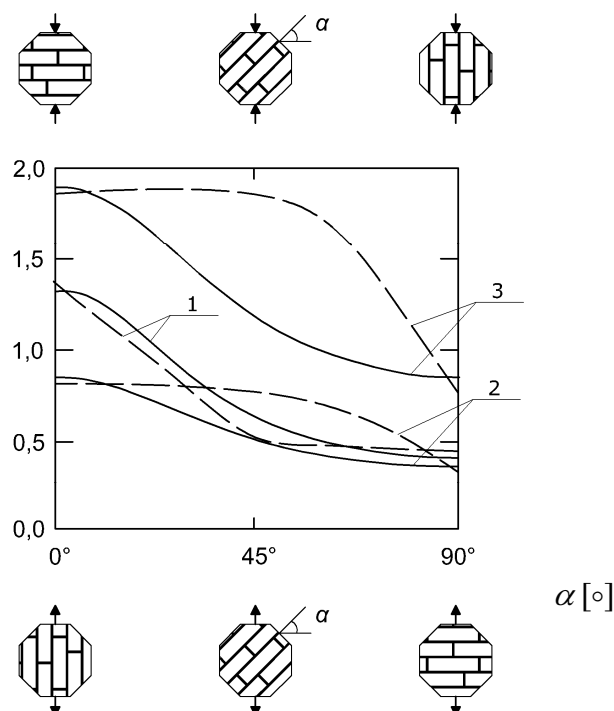
f_{tX} - nośność muru na rozciąganie równoległe do spoin wspornych,

f_{tY} - nośność muru na rozciąganie prostopadle do spoin wspornych,

$f_{t\alpha}$ - nośność muru wynikowa wg proponowanego kryterium.

Linie 1 dotyczą badań przez bezpośrednie rozciąganie, które dały dobrą zbieżność wyników symulacji numerycznych z wynikami badań doświadczalnych. Linie 2 i 3 dotyczą ba-

dań wytrzymałości na rozciąganie przez rozłupywanie (mur z drążonych pustaków betonowych - 2 oraz z ceramicznych - 3).



Rys. 4.24. Wytrzymałość muru na rozciąganie na podstawie hipotezy największego naprężenia rozciągającego dla jednoosiowego rozciągania wg [43] gdzie: 1 - określa wyniki dotyczące badań przez bezpośrednie rozciąganie, 2 - badania na rozciąganie poprzez rozłupywanie dla muru z drążonych pustaków betonowych, 3 - badania na rozciąganie poprzez rozłupywanie dla muru z drążonych pustaków ceramicznych, linia ciągła - wyniki teoretyczne, linia przerywana - wyniki doświadczalne

W literaturze nie ma podanych niezbędnych danych potrzebnych do określenia składowych wybranego kryterium. Niezbędne jest określenie: nośności równoległe do spoin wspornych f_{tx} oraz nośności prostopadle do spoin wspornych f_{ty} , dodatkowo należy zweryfikować poprawność otrzymanych wyników poprzez test na rozłupywanie, czyli nośność na rozciąganie pod kątem $\alpha = 45^\circ$ do spoin wspornych wg [97]. Aby poprawnie określić cechy sprężystości badanego materiału należy zbadać faktyczny moduł Younga E oraz współczynnik Poissona ν , czyli główne składowe macierzy sztywności dla materiału izotropowego. Przedmiotowe wartości zbadano doświadczalnie, co opisano w kolejnym rozdziale.

5. BADANIA DOŚWIADCZALNE

5.1 BADANIA POMOCNICZE

Badania pomocnicze wykonane w ramach niniejszej pracy miały na celu określenie wytrzymałości i odkształcalności muru wykorzystanego do wykonania modeli fragmentów muru zawierających ceglane nadproże łukowe. Służyć to miało uzyskaniu teoretycznych danych faktycznych parametrów materiałowych dla symulacji numerycznych oraz niezbędnych informacji dla kryterium granicznej nośności dla głównych naprężeń rozciągających.

Zakres badań materiałów w niniejszej pracy obejmował:

- wytrzymałość na ściskanie cegły (wg PN-EN 772-1 [96]),
- wytrzymałość na rozciąganie cegły poprzez zginanie,
- cechy sprężystości cegły,
- wytrzymałość na ściskanie zaprawy (wg PN-EN 1015-11 [91]),
- wytrzymałość na zginanie zaprawy (wg PN-EN 1015-11 [91]),
- cechy sprężystości zaprawy,
- wytrzymałość na ściskanie normowych próbek murów $50 \times 50 \times 12$ cm (wg PN-EN 1052-1 [92]),
- wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu muru (wg PN-EN 1052-2 [93]),
- cechy sprężystości muru na próbkach $50 \times 50 \times 12$ cm (wg PN-EN 1052-1 [92]),
- wytrzymałość muru na rozciąganie w poprzek spoin wspornych,
- wytrzymałość muru na rozciąganie wzdłuż spoin wspornych,
- wytrzymałość muru na rozciąganie pod kątem 45° do spoin wspornych (wg RILEM LUMB6 1991 [97]).

Przeprowadzono badanie normowe cegły pełnej o klasie 15 i o klasie 35, zaprawy klasy M7 firmy Atlas oraz zaprawy klasy M5 firmy quick-mix.

Badanie nośności cegły na ściskanie wykonano w zautomatyzowanym stanowisku badawczym widocznym na rys. 5.1 a, na połówkach cegieł (wymiary: $12 \times 11,8 \times 6,9$ cm) dociętych specjalistyczną piłą tarczową do betonu.

Badanie nośności cegieł na rozciąganie wykonano na modelu zginanym (wartości przeliczono do nośności na rozciąganie) na całych ceglach (wymiary: $24 \times 11,8 \times 6,9$ cm) na sta-

nowisku widocznym na rys. 5.1 b. Rozstaw podpór określono na 20 cm, siła była przyłożona centralnie.

a)



b)



Rys. 5.1. Stanowisko badawcze cegły: b) nośność na ściskanie, a) nośność na rozciąganie (poprzez zginanie)

Badanie zaprawy na rozciąganie (poprzez zginanie) wykonano na próbkach sześciennych o wymiarach $4 \times 4 \times 16$ cm, po wymaganym minimalnym okresie dojrzewania oraz zgodnie ze wszystkimi wymogami pielęgnacji próbek betonowych. Badanie wykonano w zautomatyzowanej prasie widocznej na rys. 5.2 a.

a)



b)



Rys. 5.2. Stanowisko badawcze zaprawy: a) nośność na rozciąganie (poprzez zginanie), b) nośność na ściskanie

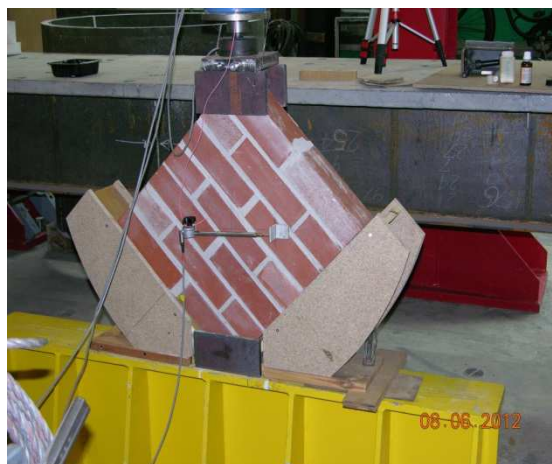
Połówki próbek zaprawy otrzymane po zginaniu wykorzystano do zbadania nośności zaprawy na ściskanie (rys. 5.2 b) .

Badanie normowych próbek murów na ściskanie o wymiarach $50 \times 50 \times 12$ cm wykonano na stanowisku badawczym z siłownikiem sterowanym ręcznie. W celu rzetelnego odczytu wartości w czasie rzeczywistym zastosowano pięć czujników indukcyjnych oraz jeden siłomierz we współpracy z tensometrycznym mostkiem HBM Hottinger. Widok stanowiska badawczego prezentuje rys. 5.3 a.

a)



b)



Rys. 5.3. Stanowisko badawcze normowych próbek murów: a) nośność na ściskanie (z wyznaczeniem modułu Younga oraz współczynnik Poissona), b) nośność na ścinanie

Badanie normowych próbek murów na rozłupywanie o wymiarach $50 \times 50 \times 12$ cm wykonano na stanowisku badawczym z automatycznym sterowaniem siłownikiem. Wartości przemieszczenia pionowego oraz poziomego były rejestrowane czujnikami indukcyjnymi, w korelacji z odczytem siły z siłomierza (nie tego z siłownika) za pomocą mostka tensometrycznego HBM Hottinger. Widok stanowiska badawczego prezentuje rys. 5.3 b.

Badanie muru na rozciąganie prostopadłe do spoin wspornych wykonano na podstawie normy PN-EN 1052-2 [93]. Metoda normowa została odpowiednio zmodyfikowana w celu umożliwienia badania mniejszych próbek (rys. 5.4 a). Otrzymane wyniki określają wytrzymałością na zginanie muru, którą żeby odnieść do nośności na rozciąganie dla muru trzeba pomnożyć przez współczynnik korelacyjny zgodnie z wzorem (5.1).

Badanie wytrzymałości próbek murowych na rozciąganie wzdłuż spoin wspornych muru wykonano na podstawie wartości otrzymanych ze stanowiska badawczego przedstawionego na rys. 5.4 b. Zgodnie z normą PN-EN 1052-3 [94] otrzymano wartość początkowej nośności muru na ścinanie (5.2), którą przekształcono na nośność na rozciąganie wzdłuż spoin wspornych muru (5.3).

a)



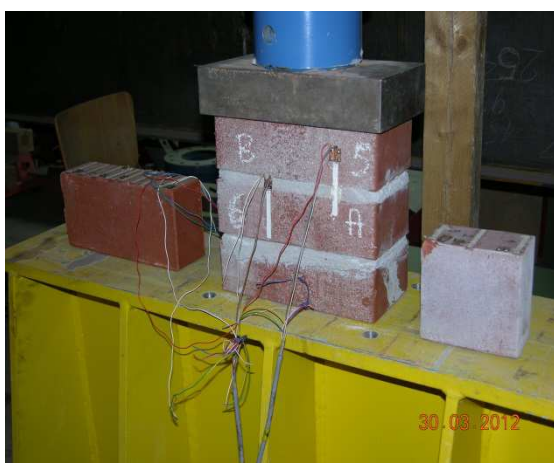
b)



Rys. 5.4. Stanowisko badawcze wytrzymałości połączenia zaprawy z ceglami: a) na oderwanie, b) na ściecie

Badanie modułu Younga dla cegły oraz zaprawy wykonane na stanowisku badawczym widocznym na rys. 5.5 a, b.

a)



b)



Rys. 5.5. Stanowisko badawcze modułu Younga dla cegły oraz zaprawy: a) widok przód, b) widok tył

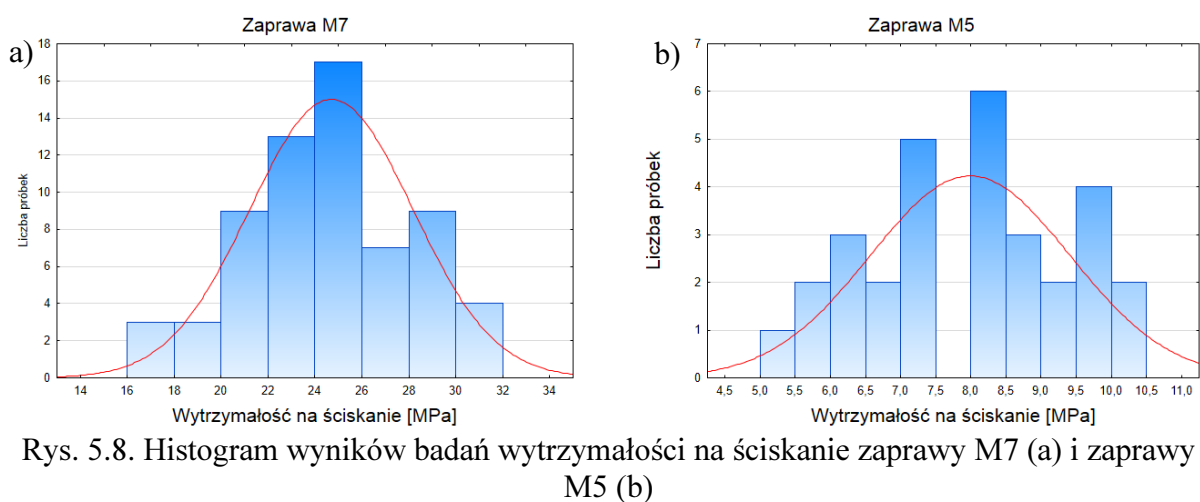
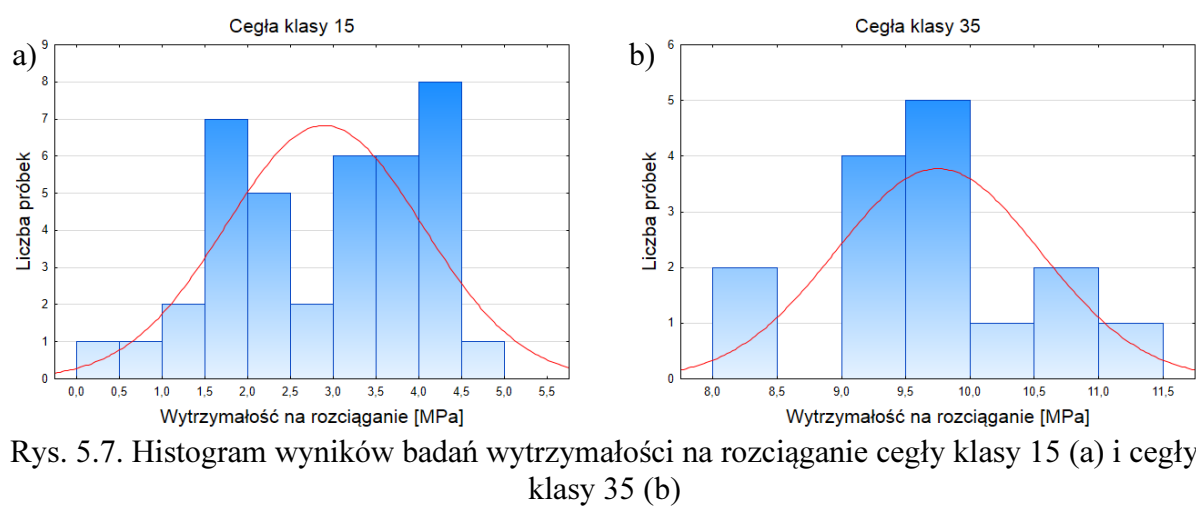
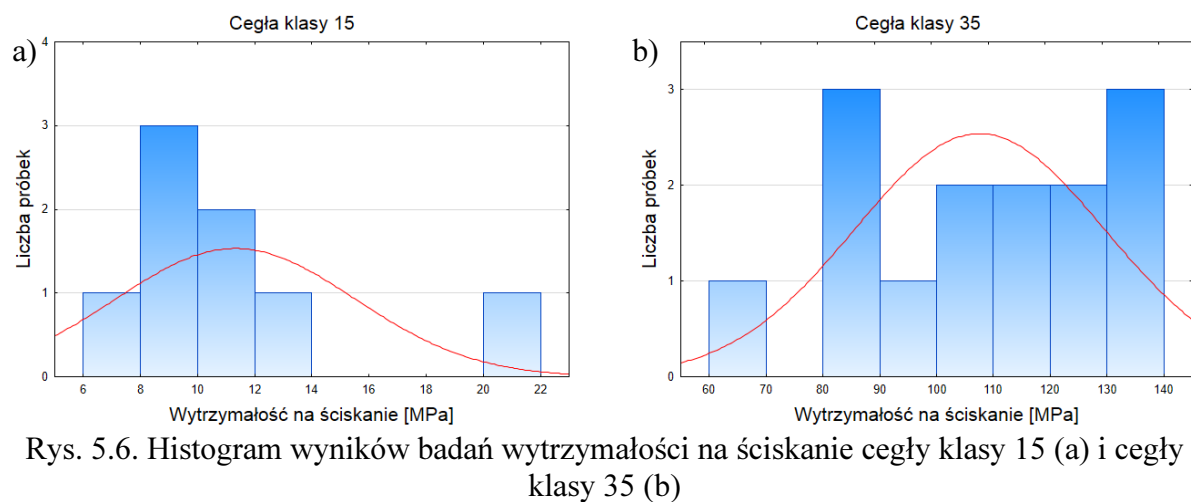
Wyniki badań pomocniczych przedstawiono w tabeli 5.1 oraz 5.2. Uzyskano również histogramy dla wybranych wyników (rys. 5.6, 5.7, 5.8). Dla próbek powyżej 8 sztuk wykonano podstawową analizę statystyczną z pokazaniem odchylenia standardowego dla próby oraz pokazaniem wyników dla przedziału ufności 95%. Zgodnie z wymogami normy PN-EN 772-1 [96] został również pokazany współczynnik zmienności dla wyników. Z uwagi na ilość pomiarów poniżej 30 w niektórych badaniach stosowaną rozkład Studenta (zamiast rozkładu normalnego).

Tab. 5.1. Wyniki badań pomocniczych

Rodzaj próbek	Rodzaj badań	Ilość próbek	Wytrzymałość średnia [MPa]	Odchylenie standardowe [-]	95% przedział ufności [MPa]	Współczynnik zmienności [%]	E [GPa]	ν [-]
Cegła klasy 15	Ściskanie wg PN-EN 772-1	7	11,3	9,19	11,3±7,14	81	-	-
	Rozciąganie	39	2,9	1,71	2,9±0,55	40	-	-
Cegła klasy 35	Ściskanie wg PN-EN 772-1 (rys. 5.1 a)	14	107,6	22,86	107,6±12,74	21	-	-
	Rozciąganie (rys. 5.1 b)	15	9,7	1,23	9,7±0,66	8	-	-
Zaprawa M7	Rozciąganie wg PN-EN 1015-11	27	5,1	1,29	5,1±0,50	25	-	-
	Ściskanie wg PN-EN 1015-11	65	24,6	20,77	24,6±5,15	84	-	-
Zaprawa M5	Rozciąganie wg PN-EN 1015-11 (rys. 5.2 a)	14	2,7	0,45	2,7±0,25	17	-	-
	Ściskanie wg PN-EN 1015-11 (rys. 5.2 b)	30	8,0	1,41	8,0±0,52	18	-	-

Tab. 5.2. Wyniki badań pomocniczych

Rodzaj próbek	Rodzaj badań	Ilość próbek	Wytrzymałość średnia [MPa]	Odchylenie standardowe [-]	95% przedział ufności [MPa]	Współczynnik zmienności [%]	E [GPa]	ν [-]
Mur A	Ściskanie wg PN-EN 1052-1	9	11,8	9,26	11,8±6,68	79	6,5	-
	Badania na rozłupywanie wg ASTM E72 1989	3	0,36	-	-	-	-	-
	Wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu wg PN-EN 1052-2	6	0,05	-	-	-	-	-
Mur B	Ściskanie wg PN-EN 1052-1 (rys. 5.3 a)	3	26,8	-	-	-	25,2	0,08
	Badania na rozłupywanie wg ASTM E72 1989 (rys. 5.3 b)	3	0,54	-	-	-	-	-
	Początkowa wytrzymałość na ścinanie wg PN-EN 1052-3 (rys. 5.4 b)	3	0,308	-	-	-	-	-
	Wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu wg PN-EN 1052-2 (rys. 5.4 a)	15	0,58	0,22	0,58±0,22	38	-	-



Badania dla muru wykonano w celu określenia parametrów do dalszych symulacji numerycznych. Określenie wytrzymałości na rozciąganie poprzez moment zginający pozwoliło określić nośność dla muru na rozciąganie pod kątem prostym do spoin wspornych, po wcześniejszym przeliczeniu wartości wzorem [32]:

$$f_{t90} = f_t \cdot p = 0,58 \cdot \frac{2}{3} = 0,38 \text{ MPa} , \quad (5.1)$$

gdzie:

f_{t90} - wytrzymałość muru na rozciąganie pod kątem 90° do spoin wspornych,

f_t - wytrzymałość muru na rozciąganie przy zginaniu,

p - współczynnik korelacyjny między nośnością na rozciąganie i zginanie, który wg [33, 64, 65] dla cegły pełnej wynosi $p = 2/3$.

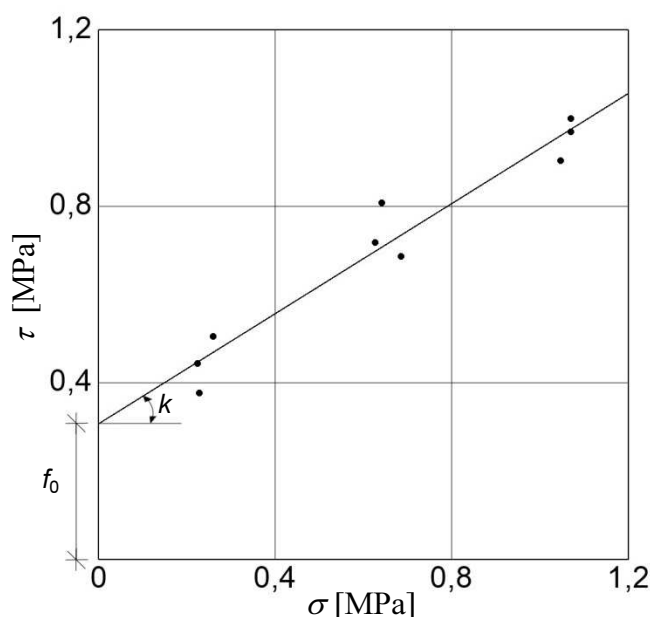
Końcowa wartość nośności na ścinanie została odczytana na podstawie linii regresji pokazanej na rys. 5.9 i wynosiła: $f_0 = 0,308 \text{ MPa}$. Kolejną informacją jaką można odczytać z rys. 5.9 jest zależność do określania całkowitej nośności na ścinanie dla muru w postaci normowego wzoru:

$$f_v = f_0 + k \cdot \sigma = 0,308 + 0,624 \cdot \sigma , \quad (5.2)$$

gdzie:

f_0, k - wielkości zgodnie z rys. 5.9,

σ - wielkości naprężeń.



Rys. 5.9. Zależności między naprężeniami ściskającymi σ oraz ścinającymi τ dla trzech próbek, z wyznaczeniem linii regresji zgodnie z normą PN-EN 1052-3 [94]

Określenie początkowej wytrzymałości na ścinanie posłużyło do określenia nośności muru na rozciąganie równoległe do spoin wspornych na podstawie wzoru [43]:

$$f_{t0} = \frac{f_0 \cdot u_j + f_{t90} \cdot h_u}{h_u + t_m} = \frac{0,308 \cdot 0,115 + 0,38 \cdot 0,069}{0,069 + 0,01} = 0,78 \text{ MPa}, \quad (5.3)$$

gdzie:

$f_{t90} = 0,38 \text{ MPa}$ - wytrzymałość muru na rozciąganie pod kątem 90° do spoin wspornych,

f_{t0} - wytrzymałość muru na rozciąganie pod kątem 0° do spoin wspornych,

$f_0 = 0,308 \text{ MPa}$ - początkowa wytrzymałość na ścinanie,

$u_j = (0,24 - 0,01) / 2 = 0,115 \text{ m}$ - długość kontaktu wzdłuż spoin wspornych,

$h_u = 0,069 \text{ m}$ - wysokość kontaktu w poprzek spoin wspornych,

$t_m = 0,01 \text{ m}$ - grubość spoiny.

Te dwa badania pozwoliły na zbudowanie kryterium (rys. 5.10) dla granicznych naprężeń rozciągających dla muru, które następnie wykorzystane w symulacjach numerycznych. Badanie na rozłupywanie pozwoliło zweryfikować otrzymane wyniki dla kryterium dla wartości kąta naprężeń równego 45° . Zgodnie z ASTM E72 1989 [88] otrzymaną wielkość siły niszczącej dla próbek murowych przeliczono na graniczną nośność na ścinanie pod kątem 45° wg wzoru:

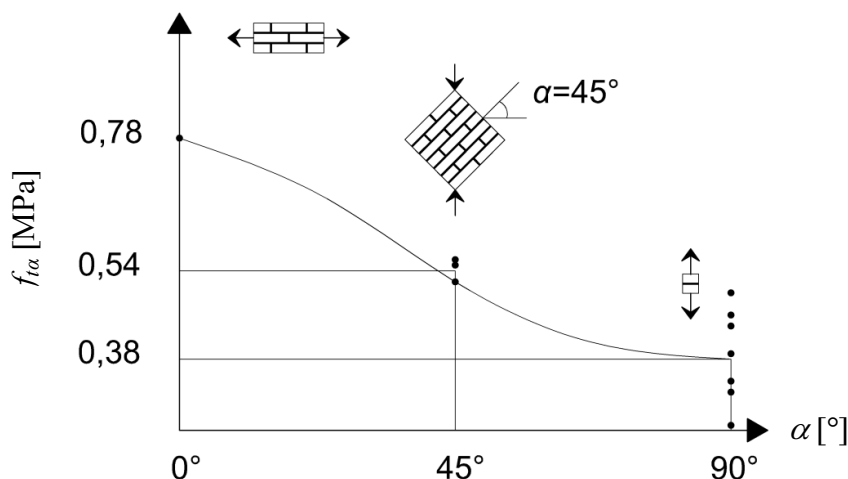
$$f_{t45} = 0,707 \cdot \frac{P}{a \cdot b} = 0,707 \cdot \frac{47,29 \cdot 10^{-3}}{0,52 \cdot 0,12} = 0,54 \text{ MPa}, \quad (5.4)$$

gdzie:

$P = 47,29 \cdot 10^{-3} \text{ MN}$ - wielkość siły niszczącej,

$a = (0,5 + 0,54) / 2 = 0,52 \text{ m}$ - zmierzona szerokość próbki,

$b = 0,12 \text{ m}$ - grubość próbki.



Rys. 5.10. Określenie kryterium wytrzymałości muru wg głównych naprężeń rozciągających

Zastosowane kryterium zostało opisane wzorem [43]:

$$\frac{1}{f_{t\alpha}} = \frac{\cos^2(\alpha)}{f_{t0}} + \frac{\sin^2(\alpha)}{f_{t90}}, \quad (5.5)$$

gdzie:

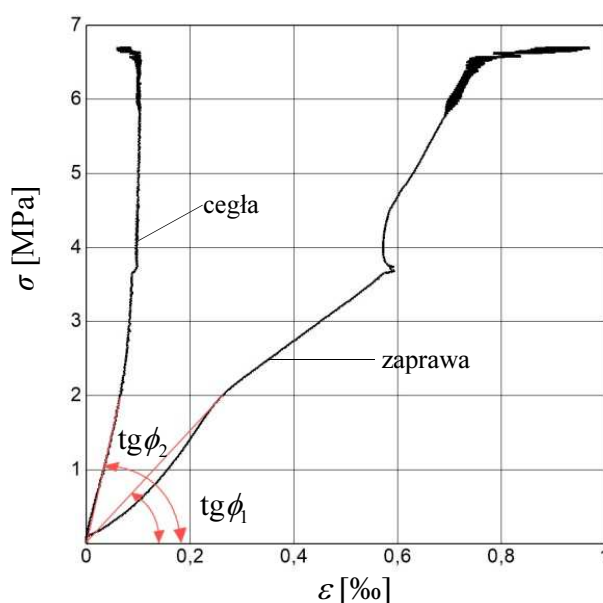
f_{t90} - wytrzymałość muru na rozciąganie pod kątem 90° do spoin wspornych,

f_{t0} - wytrzymałość muru na rozciąganie pod kątem 0° do spoin wspornych,

$f_{t\alpha}$ - wytrzymałość muru na rozciąganie pod kątem α do spoin wspornych,

α - kąt pochylenia wektora naprężeń głównych rozciągających w odniesieniu do kierunku spoin wspornych.

W celu otrzymania korelacji między naprężeniami, a odkształceniami dla cegły oraz zaprawy wyznaczono moduł Younga na podstawie rys. 5.11.



Rys. 5.11. Określenie modułu Younga dla cegły i zaprawy wg badań z rys. 5.5

Wyliczenie modułu Younga dla cegły:

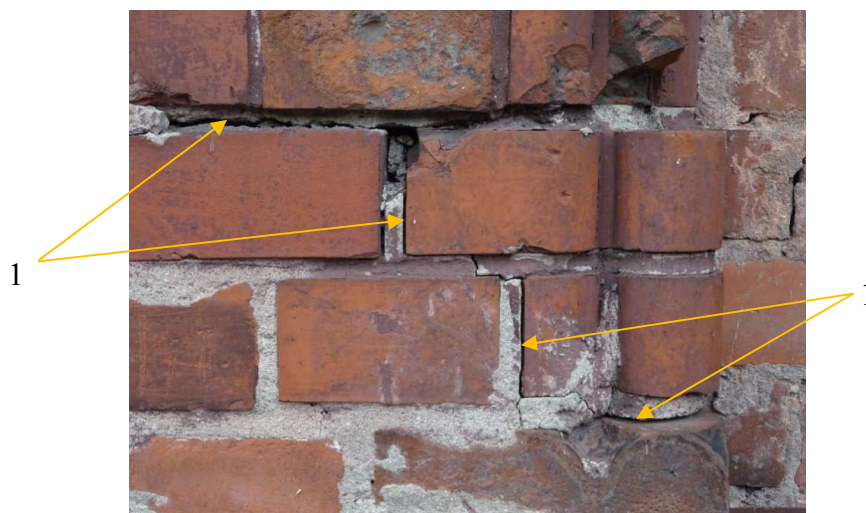
$$E_b = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{1,989}{0,065} = 30,60 \text{ GPa}. \quad (5.6)$$

Wyliczenie modułu Younga dla zaprawy:

$$E_m = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{1,997}{0,262} = 7,62 \text{ GPa}. \quad (5.7)$$

5.2 METODA BADAŃ DOŚWIADCZALNYCH FRAGMENTÓW NADPROŻY

Część uszkodzeń w murach jest związana z niską przyczepnością zaprawy do cegły. W takim przypadku nośność na rozciąganie dla muru jest znikoma, powodując odmienny charakter zarysowań i spękań oraz pracę takiej konstrukcji. W przedmiotowych sytuacjach pęknięcie postępuje na styku zaprawy i cegły (rys. 5.12). W kamienicach zachowanych z czasów przedwojennych zaprawa wapienna jest w wielu przypadkach mocno zdegradowana. Wiąże się to często z utratą przyczepności na styku cegły i zaprawy, powodując tworzenie się odmiennego stanu naprężeń w murze. W związku z tym w podjętych badaniach doświadczalnych stworzono modele o dobrej przyczepności cegły i zaprawy (oznaczone jako B) oraz modele o niskiej przyczepności cegły i zaprawy (oznaczone jako A).

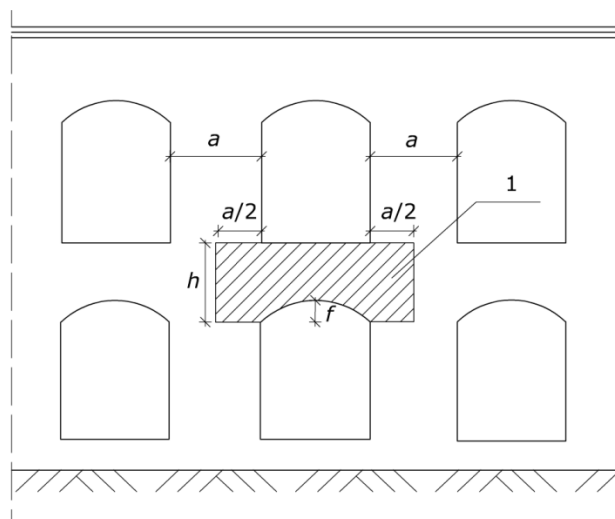


Rys. 5.12. Przykład pęknięcia muru 1 na styku cegły i zaprawy z uwagi na niską przyczepność między nimi

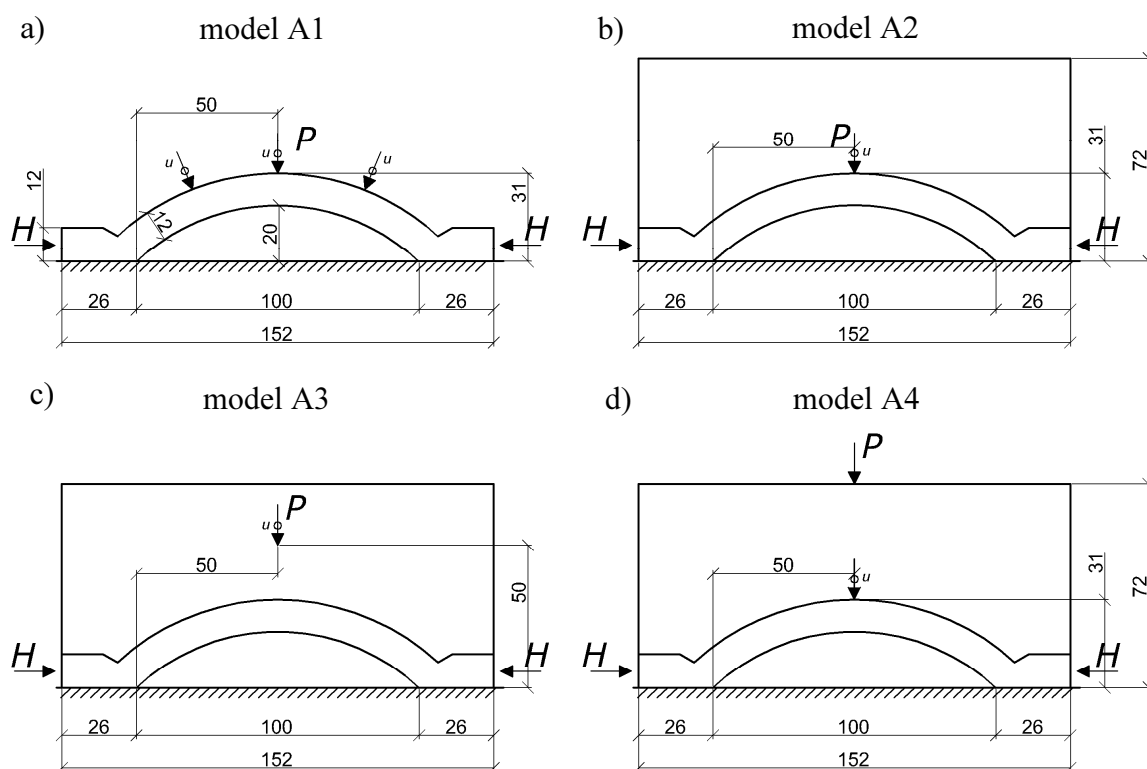
W pierwszej kolejności wykonano badania dla muru typu A czyli o słabej przyczepności zaprawy do cegły (wytrzymałość na rozciąganie) $f_{t90} = 0,05$ MPa. Elementy muru zostały wykonane na podstawie fragmentu ściany murowej obejmującego nadproże łukowe jak to pokazano na rys. 5.13.

Wykonano cztery modele dla różnych wariantów obciążenia. Model A1 został wykonany jako wyodrębniony łuk. Obciążenie przyłożono bezpośrednio nad zwornikiem zgodnie z rys. 5.14 a. Kolejne trzy modele wykonano w postaci fragmentu 1 na rys. 5.13.

Modele A2, A3, A4 odzwierciedlają sytuację, kiedy obciążenie od siły skupionej (belki stropowej) jest przykładane na różnych wysokościach nad łukiem ceglany. Model A2 (rys. 5.14 b) - obciążenie nad samym łukiem. Model A3 (rys. 5.14 c) - obciążenie na wysokości 50 cm (rys. 5.14 c). Model A4 (rys. 5.14 d) - obciążenie przyłożone na samej górze modelu.



Rys. 5.13. Fragment (1) murowanej ściany przyjęty do analizy: a - szerokość filarka międzyokiennego, h - wysokość fragmentu muru



Rys. 5.14. Modele przyjęte do analizy typu A: a) model A1 - wyodrębniony łuk obciążenie w środku symetrycznie, b) model A2 - fragment muru wg rys. 5.13 obciążenie w środku symetrycznie nad łukiem ceglany, c) model A3 - fragment muru wg rys. 5.13 obciążenie na wysokości 50 cm symetrycznie, d) model A4 - fragment muru wg rys. 5.13 obciążenie na samej górze modelu

W celu umożliwienia rejestracji siły rozporu H w murach zastosowano stalowy ścią (przetwornik tensometryczny) złożony z ośmiu tensometrów (po cztery na każdy ścią) połączonych szeregowo w układ pełnego mostka. Przetwornik w razie nierównomiernego obciążenia

zenia automatycznie kompensuje wszelkie niepożądane wpływy i możliwie rzetelnie przedstawia wartość czystej siły rozporu powstającej w elemencie. Siła jest niezależnie rejestrowana przez dwie gałęzie ściągu i wynik jest uśredniany poprzez odpowiednie połączenie ze sobą tensometrów. Przetwornik został przystosowany do pracy z mostkiem tensometrycznym HBM Hottinger. W celu ustalenia parametrów pracy, poddano go obciążeniom próbnym za pomocą siłowników hydraulicznych oraz wzorcowego przetwornika siły. Początkowy zakres ustalono na 120 kN. Na podstawie zależności liniowej wyprowadzono parametry pracy przetwornika do zakresu granicznego 320 kN (dalsze obciążanie przetwornika mogłoby spowodować jego szybsze zużycie - trwałe odkształcenia w elemencie ze stali St3Sx). Wzorcowy przetwornik siły został skalibrowany na maszynie wytrzymałościowej Zwick/Roell Z600.

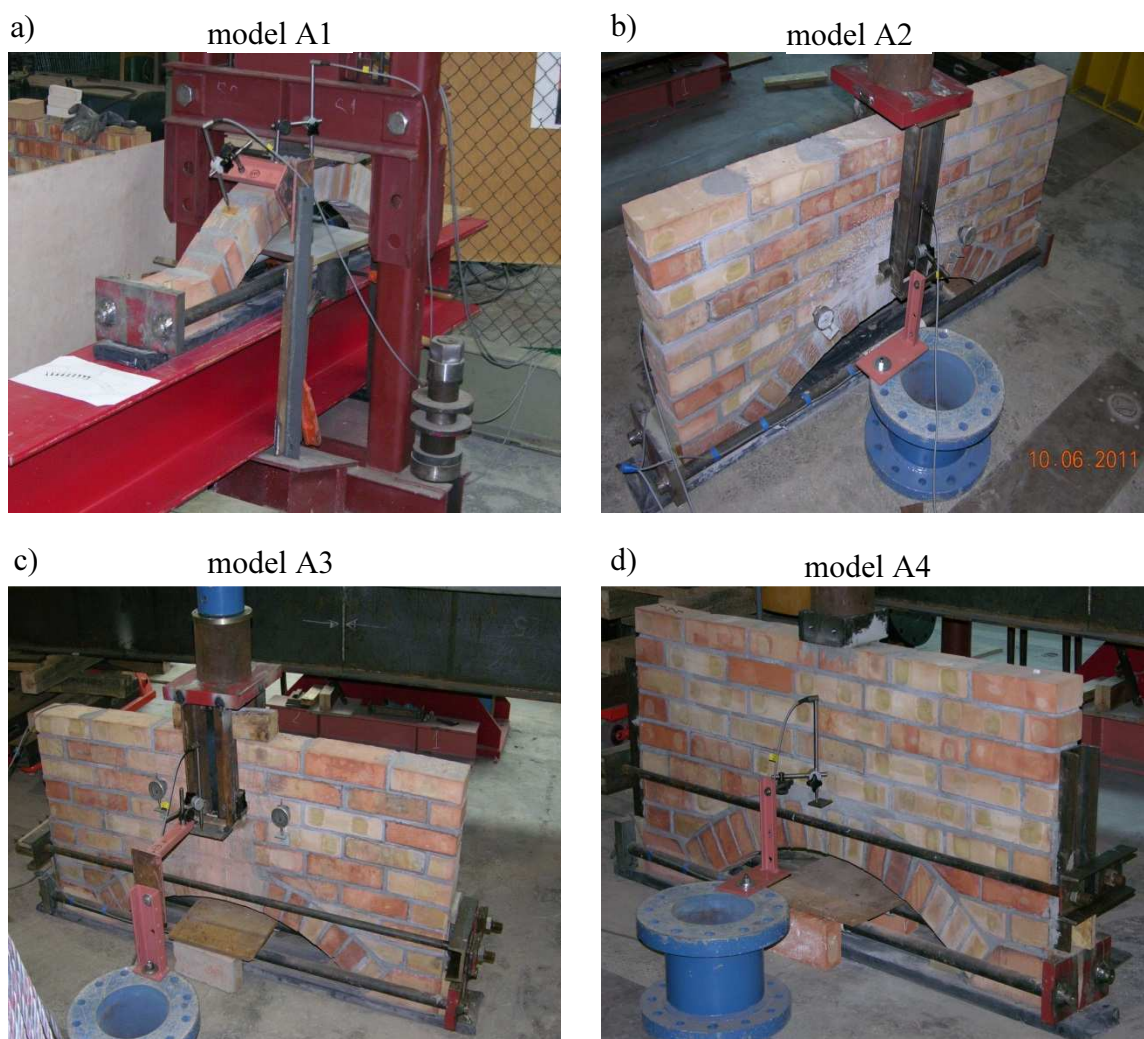
Badania modeli prowadzono na zespole dwóch siłowników hydraulicznych firmy ZWICK. Każdy z siłowników o nośności ± 500 kN, skoku roboczym ± 150 mm, dokładności odczytu siły $\pm 0,005\%$ pełnego zakresu lub $0,5\%$ wartości zmierzonej. Zespół siłowników mocowany jest do konstrukcji wsporczej. W skład konstrukcji wsporczej wchodzi dwie płaskie ramy o rozstawie słupów 4 m i wysokości 5,04 m, spawane z blach w kształt profili skrzynkowych. Ramy zostały przytwierdzone do żelbetowej płyty stendu w sposób przegubowy. Sztywność ram dobrano tak, by ugięcie w środku rygla od siły 500 kN wynosiło ok. 2 mm. Całość zespołu jest sterowana komputerowym systemem, który jednocześnie służy do akwizycji i przetwarzania danych pomiarowych.

Rejestracja wyników pochodzących od tensometrów, czujników indukcyjnych oraz siłomierzy niesprzęgniętych z siłownikami wprowadzającymi siłę była dokonana na mostku tensometrycznym HBM Hottinger MGC Plus.

Obciążenie było wprowadzane siłownikami hydraulicznymi. Dla modelu A1 (rys. 5.15 a) siłownikiem sterowanym ręcznie, dla modeli A2 (rys. 5.15 b), A3 (rys. 5.15 c), A4 (rys. 5.15 d) siłownikiem sterowanym komputerowo.

Dla modeli fragmentu muru wg rys. 5.13 (A2, A3, A4) założono dodatkowy ściąg, w celu ograniczenia przemieszczenie warstw wyższych. Szerokość przyjętych modeli była na pół cegły (12 cm). Rejestracja przemieszczenia konstrukcji odbywała się za pomocą przetworników indukcyjnych w miejscu przykładanej siły do konstrukcji. W przypadku modeli A2, A3, A4 użyto płaskownika stalowego o niskiej odkształcalności (grubość 70 mm) oraz ceowników przekazujących siłę P do dolnych warstw muru modelu. Modele zostały przebadane aż do zniszczenia obciążeniem o stałym przyroście w czasie, zgodnie z obowiązującymi normami. Pomiar wszystkich wartości dokonywany był w czasie rzeczywistym o częstotliwo-

ści 10 Hz, za pomocą aparatury sterującej silownikiem oraz mostka tensometrycznego HBM Hottinger.



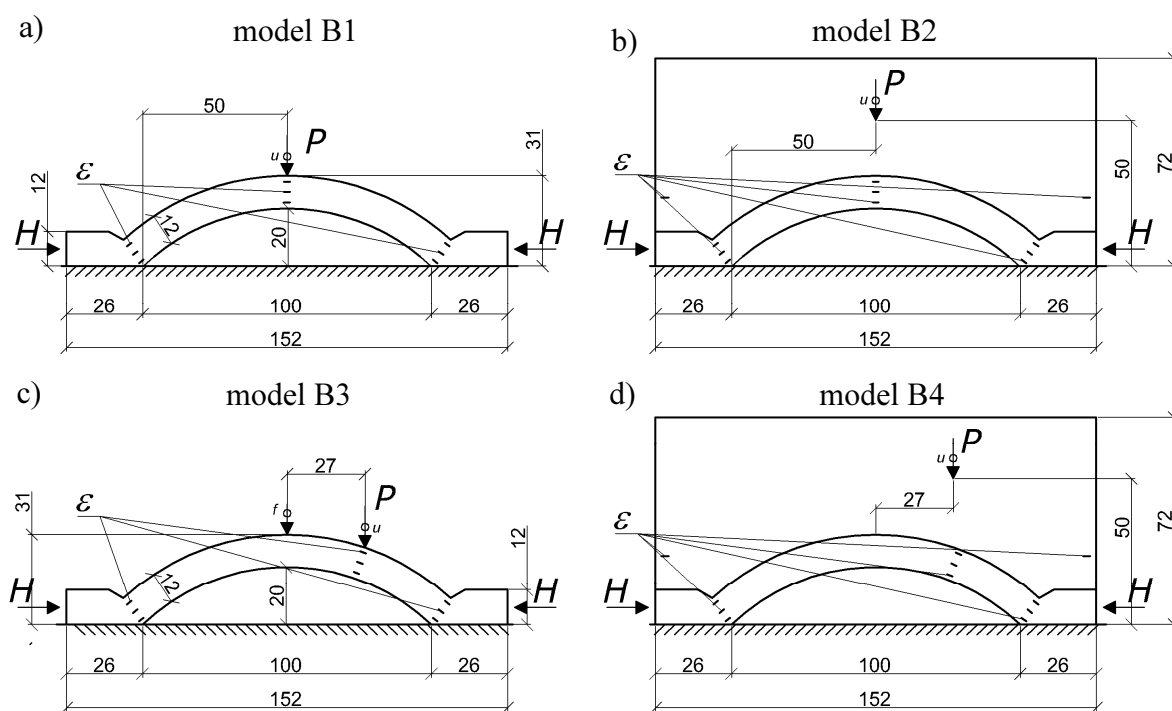
Rys. 5.15. Stanowiska badawcze modeli typu A: a) model A1 - wyodrębniony łuk obciążenie w środku symetrycznie, b) model A2 - fragment muru wg rys. 5.13 obciążenie w środku symetrycznie nad łukiem ceglanym, c) model A3 - fragment muru wg rys. 5.13 obciążenie na wysokości 50 cm symetrycznie, d) model A4 - fragment muru wg na rys. 5.13 obciążenie na samej górze modelu

Badania modeli typu B z wysoką przyczepnością zaprawy do cegły wykonano na czterech modelach. Model B1 został zaprojektowany jako wyodrębniony ceglany łuk (obciążenie skupione P przyłożono bezpośredni nad zwornikiem) zgodnie z rys. 5.16 a. Model B3 (rys. 5.16 c) był analogiczny jak model B1, lecz obciążenie skupione P było przyłożone niesymetrycznie w odległości $l/4$ zgodnie z rys. 5.16 c. Model B2, fragmentu muru wg rys. 5.13 (rys. 5.16 b) posiadał obciążenie przyłożone nad trzema warstwami cegieł (50 cm zgodnie z rys.

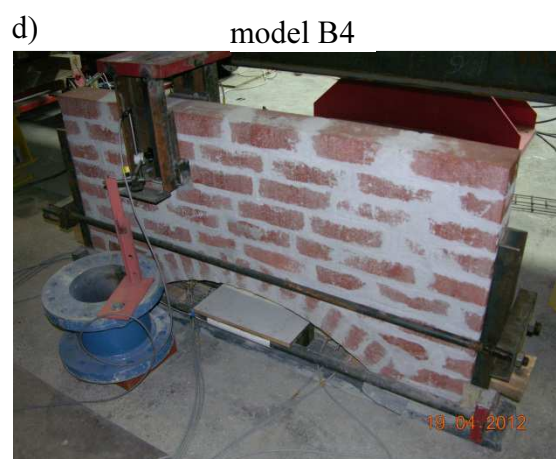
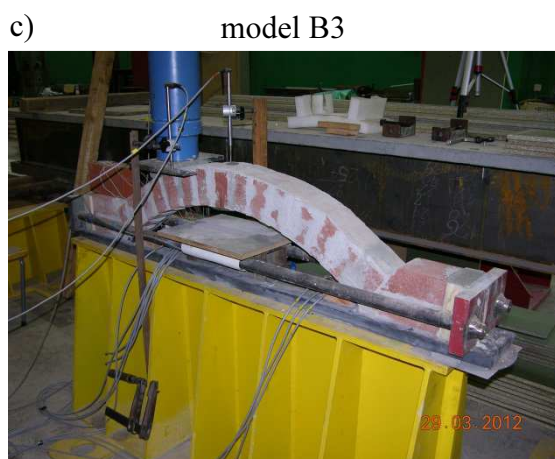
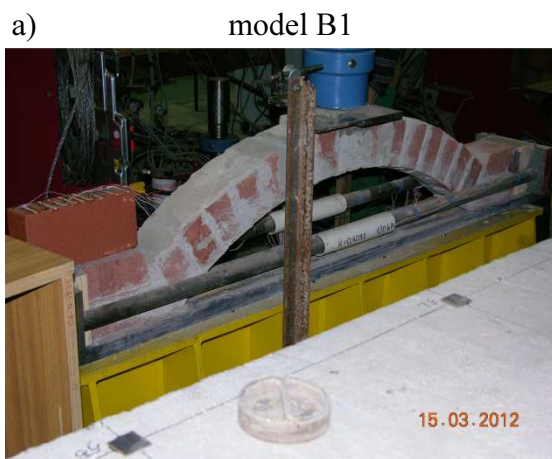
5.16 b) nad łukiem w środku rozpiętości łuku. W modelu B4, fragmentu muru wg rys. 5.13 obciążenie przyłożone było jak dla modelu B2, lecz w odległości $l/4$ (rys. 5.16 d).

Modele typu B zostały przebadane analogicznie jak modele typu A. Dodatkowo dla modeli B zastosowano czujniki tensometryczne w najbardziej newralgicznych miejscach (rys. 5.16), których lokalizację ustalono na podstawie wstępnych symulacji numerycznych. Wszystkie modele były przebadane na stanowisku badawczym z siłownikiem sterowanym automatycznie. Modele zostały przebadane aż do zniszczenia obciążeniem o stałym przyroście w czasie, zgodnie z obowiązującymi normami. Pomiar wszystkich wartości dokonywany był w czasie rzeczywistym o częstotliwości 10 Hz, za pomocą aparatury sterującej siłownikiem oraz mostka tensometrycznego HBM Hottinger.

W trakcie prowadzenia badań dla modeli typu A oraz B były prowadzone rejestracje przebiegu zniszczenia za pomocą kamery wysokiej rozdzielczości, w celu wychwycenia procesów zniszczenia modeli.



Rys. 5.16. Modele przyjęte do analizy typu B (o dobrej przyczepności zaprawy i cegły): a) model B1 - wyodrębniony łuk obciążenie w środku symetrycznie, b) model B2 - fragment muru wg rys. 5.13 obciążenie w środku symetrycznie nad trzema warstwami cegieł nad łukiem ceglany (na wysokości 50 cm), c) model B3 - wyodrębniony łuk obciążenie niesymetrycznie (położenie siły w odległości $l/4$), d) model B4 - fragment muru wg rys. 5.13 obciążenie niesymetrycznie (położenie siły w odległości $l/4$) nad trzema warstwami cegieł nad łukiem ceglany (na wysokości 50 cm)



Rys. 5.17. Stanowiska badawcze modeli typu B: a) model B1 - wydźrębiony łuk obciążenie w środku symetrycznie, b) model B2 - fragment muru wg rys. 5.13 obciążenie w środku symetrycznie nad trzema warstwami cegieł (50 cm), c) model B3 - wydźrębiony łuk obciążenie przyłożone niesymetrycznie (położenie siły w odległości $l/4$), d) model B4 - fragment muru wg rys. 5.13 obciążenie nad trzema warstwami cegieł (50 cm) niesymetrycznie (położenie siły w odległości $l/4$)

5.3 WYNIKI BADAŃ DOŚWIADCZALNYCH

Wyniki badań modeli typu A (o słabej przyczepności zaprawy do cegły) przedstawiono w postaci dwóch wykresów opisujących zależności rozporu H od wprowadzanej siły P (rys. 5.18 a) oraz wielkości ugięcia u od wprowadzanej siły P (rys. 5.18 b) rejestrowanego w miejscach zgodnie z rys. 5.14.

Dla modeli A3 oraz A4 stwierdzono widoczne gwałtowne przyrosty rozporu oraz ugięcia. Dla modeli: A1, A2 nie zaobserwowano podobnej sytuacji. Przedmiotowe przyrosty dla modelu A3 wystąpiły dla siły $P_{A3p1} = 74 \text{ kN}$, $P_{A3p2} = 113 \text{ kN}$, zniszczenie nastąpiło przy sile $P_{A3} = 193 \text{ kN}$. Dla modelu A4 przedmiotowe przyrosty wystąpiły przy sile $P_{A4p1} = 134 \text{ kN}$, $P_{A4p2} = 197 \text{ kN}$, zniszczenie nastąpiło przy sile $P_{A4} = 313 \text{ kN}$. W mode-

lu A1 oraz A2 zniszczeniu nastąpiło przy sile $P_{A1} = P_{A2} = 140$ kN oraz sile rozporu dla modelu A1 $H_{A1} = 129$ kN, dla modelu A2 $H_{A2} = 133$ kN. Maksymalna zarejestrowana siła rozporu w łuku dla modelu A3 wyniosła $H_{A3} = 158$ kN, natomiast dla modelu A4 $H_{A4} = 204$ kN.



Rys. 5.18. Zależności doświadczalne rozporu H i ugięć u od obciążenia P dla modeli A1, A2, A3, A4 wg rys. 5.14

Zaobserwowane gwałtowne przyrosty siły rozporu oraz ugięcia związane są z powstaniem pęknięcia konstrukcji. W tych momentach nastąpiła zmiana sztywności konstrukcji oraz najprawdopodobniej zmiana układu naprężeń w konstrukcji. Ten moment określono jako wyodrębnienie się łuku wtórnego, dla modelu A3 przy sile $P_{A3pl} = 74$ kN, dla modelu A4 przy sile $P_{A4pl} = 134$ kN.

Modele A3 oraz A4 wykazują znaczący wzrost nośności dla siły skupionej przyłożonej nie bezpośrednio nad łukiem. Modele te dzięki współpracy muru powyżej łuku mają większe nośności niżeli modele A1 i A2. Dla wyodrębnionego łuku (model A1) oraz dla fragment muru wg rys. 5.13 z siłą bezpośrednio nad łukiem (model A2) wielkości siły niszczącej wyszły takiej same, zarejestrowano drobne różnice w wielkości siły rozporu. Stąd w celu osiągnięcia współpracy warstw muru ponad łukiem niezbędne jest usytuowanie obciążenia ponad dodatkowymi warstwami cegieł nad łukiem, co zostało wykazane poprzez porównanie modeli A1 i A2 (dla muru o słabej przyczepności cegły i zaprawy).

Poprzez zwiększenie wysokości położenia siły skupionej P o 20 cm czyli dla modelu A3 uzyskano wzrost nośności o 45%, siła rozporu w łuku wzrosła o 18% (w porównaniu z modelem A2). Poprzez dalsze zwiększanie wysokości położenia siły skupionej P o kolejne 20 cm czyli dla modelu A4 uzyskano wzrost nośności dla fragmentu nadproża o 235%, siła rozporu w łuku wzrosła o 153%. Warto zaznaczyć, że wzrost nośności nadproża nie jest liniowo zmienny i siła rozporu w łuku nie rośnie współmiennie. Ciekawa jest zbieżność wielkości siły niszczącej dla modelu A3 z wielkością drugiego zarejestrowanego momentu zarysowania modelu A4, która wyniosła 98%.

Ugięcia dla modeli fragmentów muru wg rys. 5.13 wykazują podobne wielkości w odniesieniu do wprowadzanej siły. Wynika, z tego brak większego wpływu warstw powyżej łuku na ugięcie modeli. Związane jest to z niską przyczepnością cegły i zaprawy dla modeli. Dodatkowo trzeba nadmienić, iż model wyodrębnionego łuku, a fragmentu muru wg rys. 5.13 wykazały również zbieżne wartości ugięć. Czyli wpływ występowania muru ponad łukiem nie wpłynął znacząco na zmianę ugięć w modelach. Jest widoczna różnica pomiędzy modelami z siłą położoną na wysokości powyżej 20 cm nad łukiem ceglanym. Wpływ wyżej usytuowanej siły jest zauważalny na różnicy ugięć, choć umieszczenie tej siły na wysokości 40 cm nie powoduje znaczących dodatkowych zmian.

W trakcie prowadzonych rejestracji prowadzono dodatkowo rejestrację przebiegu zniszczenia kamerą. Zarejestrowane przebiegi zniszczenia dla modeli typu A przedstawia rys. 5.19. Model A1 uległ zniszczeniu wskutek utraty przyczepności między zaprawą oraz cegłą. Kolejno górne warstwy cegieł wraz z zaprawą zostały ścięte i wyrwane z pozostałej konstrukcji (rys. 5.20 a).

Model fragment muru wg rys. 5.13 z obciążeniem przyłożonym nad zwornikiem łuku (A2) uległ zniszczeniu wskutek najpierw utraty przyczepności zaprawy do cegły, w dalszej kolejności poprzez oderwanie dolnego fragmentu łuku (zaprawy oraz cegły). Jako efekt zniszczenia powstało również pęknięcie nad ceglanym łukiem w warstwach muru ponad łukiem powyżej wprowadzonej siły (rys. 5.20 b).

Model fragment muru wg rys. 5.13 (A3) z obciążeniem przyłożonym nad trzema warstwami cegieł uległ zniszczeniu w inny sposób niż poprzedni model A2. Tym razem wyraźnie widoczne jest dążenie do wyodrębnienia się łuku wtórnego w przedmiotowym modelu. Z uwagi na niską przyczepność zaprawy i cegły rysa przemieszcza się wzdłuż spoiny wspornej. Zniszczenie powstaje wskutek oderwania się fragmentu muru od reszty konstrukcji oraz zniszczeniu dolnych fragmentów cegieł w łuku ceglanym (rys. 5.20 c).

a) model A1



b) model A2



c) model A3



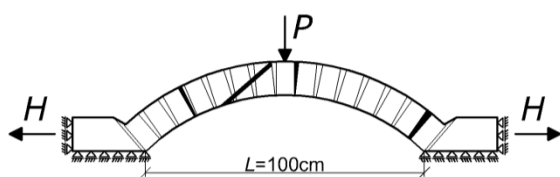
d) model A4



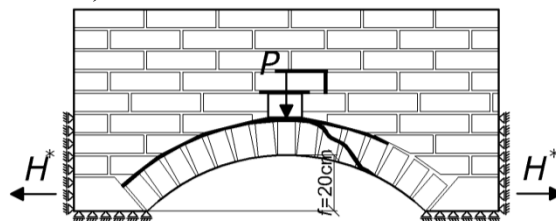
Rys. 5.19. Charakter niszczenia czterech modeli doświadczalnych poddanych analizie, gdzie a - model A1, b - model A2, c - model A3, d - model A4

Odmienny schemat zniszczenia jest widoczny dla modelu A4, w którym widoczne jest wyodrębnienie się łuku wtórnego wraz z powstaniem rys ukośnych. Zniszczenie wystąpiło wskutek oderwania dolnych warstw ceglanego łuku z reszty konstrukcji (rys. 5.20 d).

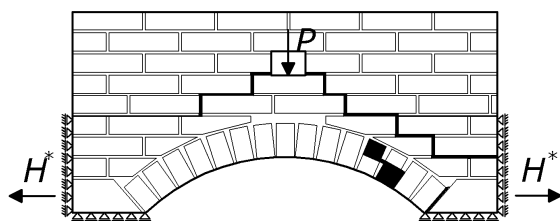
a) model A1



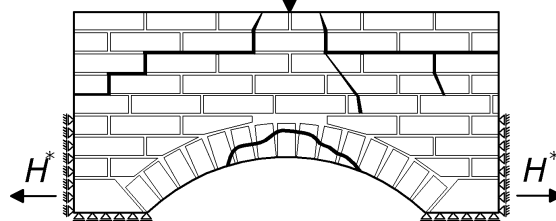
b) model A2



c) model A3



d) model A4



Rys. 5.20. Schematy zniszczenia dla modeli A1 (a), A2 (b), A3 (c) oraz A4 (d)

Powyższe wyniki pozwalają na ocenę zasadności prowadzenia dalszych badań dla modeli o dobrej przyczepności cegły i zaprawy (typ B) na modelach A1, A3. Dodatkowo stwierdza się zasadność dodania dwóch modeli analogicznych jak modele A1, A3 lecz z obciążeniem niesymetrycznym. Podczas badań stwierdzono również konieczność zastosowania w kluczowych punktach (strefy przypodporowe oraz pod wprowadzaną siłą) czujników tensometrycznych w celu wychwycenia powstających naprężeń.

Wyniki badań modeli typu B podano na rys. 5.21 w postaci zależności rozporu H i ugięć u od wartości siły P .

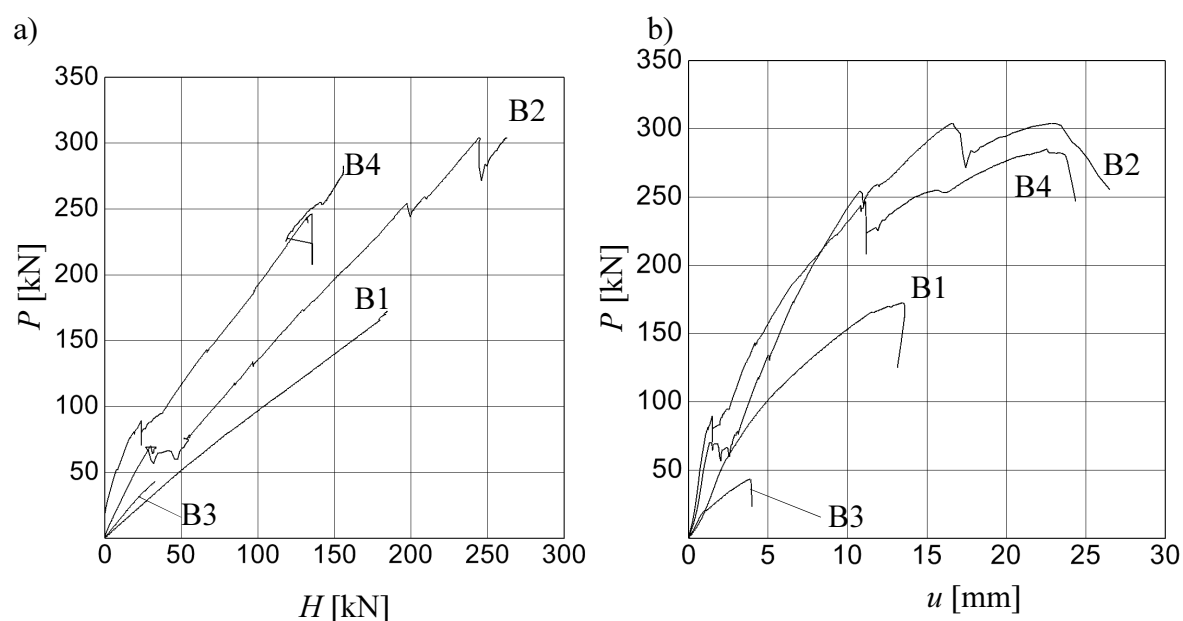
Dla modeli B2 oraz B4 stwierdzono gwałtowne przyrosty rozporu oraz ugięcia. Dla modeli: B1, B3 nie zaobserwowano podobnej sytuacji. Przyrosty te dla modelu B2 wystąpiły dla siły skupionej $P_{B2p1} = 70 \text{ kN}$, $P_{B2p2} = 255 \text{ kN}$, zniszczenie nastąpiło przy sile $P_{B2} = 304 \text{ kN}$. Z kolei dla modelu B4 analogiczne przyrosty wystąpiły dla siły skupionej $P_{B4p1} = 79 \text{ kN}$, $P_{B4p2} = 246 \text{ kN}$, zniszczenie nastąpiło przy sile $P_{B4} = 286 \text{ kN}$. W modelu B1 zniszczenie nastąpiło przy sile skupionej $P_{B1} = 173 \text{ kN}$, w modelu B2 przy sile skupionej $P_{B3} = 43 \text{ kN}$. Graniczne siły rozporu w łuku zarejestrowane dla modelu: B1 - $H_{B1} = 184 \text{ kN}$, B2 - $H_{B2} = 262 \text{ kN}$, B3 - $H_{B3} = 32 \text{ kN}$, B4 - $H_{B1} = 159 \text{ kN}$.

Podobnie jak dla modeli typu A zostały zarejestrowane gwałtowne przyrosty siły rozporu oraz ugięcia związane z powstaniem pęknięcia konstrukcji. Jak już wspomniano wcześniej, są to momenty zmiany sztywności konstrukcji oraz najprawdopodobniej zmiany układu naprężeń w konstrukcji. Ten moment określa się jako wyodrębnienie łuku wtórnego, dla modelu B2 przy sile skupionej $P_{B2p1} = 70 \text{ kN}$, dla modelu B4, przy sile skupionej $P_{B4p1} = 79 \text{ kN}$.

Dla modeli typu B, które wykonano jako fragmenty muru wg rys. 5.13 stwierdzono dużo większe zapasy nośności niż analogicznych modeli dla wyodrębnionych łuków. W przypadku modelu B4 i B3 wzrost nośności wyniósł 666% (zmiana wartości rozporu w łuku 497%), natomiast dla modelu B2 i B1 wzrost nośności wyniósł 176% (zmiana wartości rozporu w łuku o 142%). Jak widać, wzrost nośności jest znacząco zależny od zaistniałych warstw ściany ponad łukiem pod wprowadzoną siłą i dodatkowo zależny jest od położenia siły skupionej w stosunku do osi symetrii łuku. Im bliżej środka, tym większa nośność konstrukcji. Analiza skutku przesunięcia siły z osi symetrii do odległości $l/4$ dla wyodrębnionego łuku spowodowała zmianę nośności (model B1 i B3) o 402% (zmiana wartości rozporu w łuku o 575%), natomiast dla fragment muru wg rys. 5.13 (model B2 i B4) zmianę nośności o 106% (zmianę wartości rozporu w łuku o 165%). Czyli im dalej położona jest siła skupiona

tym wpływ jej usytuowania względem symetrii łuku zanika. Stwierdza się również brak liniowej zależności pomiędzy zmianami wielkości siły niszczącej oraz wielkości rozporu w łuku.

Przesunięcie siły skupionej P w poziomie nie wpłynęło znacząco na zmiany ugięć modeli. Modele B1 oraz B3 wykazują zbieżne ugięcia do momentu załamania krzywej dla modelu B3 przy sile skupionej $P = 21 \text{ kN}$. Stwierdzono znaczące różnice ugięć między modelami fragmentów muru wg rys. 5.13 oraz wyodrębnionych łuków. W miejscach wystąpienia przyrostów sił dla modeli B2 oraz B4 nastąpiła zmiana przyrostu ugięcia względem siły.



Rys. 5.21. Zależności doświadczalne rozporu H i ugięcie u od obciążeniu P dla modeli B1, B2, B3, B4 wg rys. 5.16

Otrzymane wyniki należy dodatkowo odnieść do wyników z badań murów o niskiej przyczepności między cegłą i zaprawą. Porównując wyniki z wykresu na rys. 5.21 i na rys. 5.18 można zauważyć znaczący wzrost nośności modeli o dobrej przyczepności, czyli dla mocnej cegły i słabej zaprawy (dla modelu A3 oraz B2 o 158%, dla modelu B1 oraz A1 o 123%). Czyli rodzaj zastosowanego materiału ma większy wpływ dla fragmentów muru wg rys. 5.13 niż tylko wyodrębnionych łuków. Również możliwość granicznego przemieszczenia uległa zmianie o około 230%. Dodatkowo należy zaznaczyć, że dla modeli typu A, krzywe zależności ugięcia od wprowadzanej siły skupionej P są możliwie równoległe do siebie, a z kolei dla modeli typu B, w widocznych miejscach gwałtownych przyrostów widoczna jest zmiana nachylenia (czyli prędkości przyrostu dla dalszej procedury obciążania modeli). Powodem tego jest zaprawa o dobrej przyczepności do muru, która powoduje silny wpływ całej geometrii badanego fragmentu muru na ogólną sztywność modelu, każde pęknięcie znacząco

wpływa na zmianę sztywności. W przypadku modeli typu A, przyczepność była bardzo mała, stąd wpływ warstw nad wprowadzaną siłą nie miał aż takiego znaczenia, co pokazano za pomocą porównania modeli A1 oraz A2.

Proces niszczenia udało się zarejestrować kamerą wysokiej rozdzielczości. Dla każdego z modeli wybrano kluczowy moment z procesu niszczenia obrazujący główne spękania w modelu i pokazano je na rys. 5.22.

Rys. 5.22. Charakter niszczenia czterech modeli doświadczalnych poddanych analizie: a - model B1, b - model B2, c - model B3, d - model B4

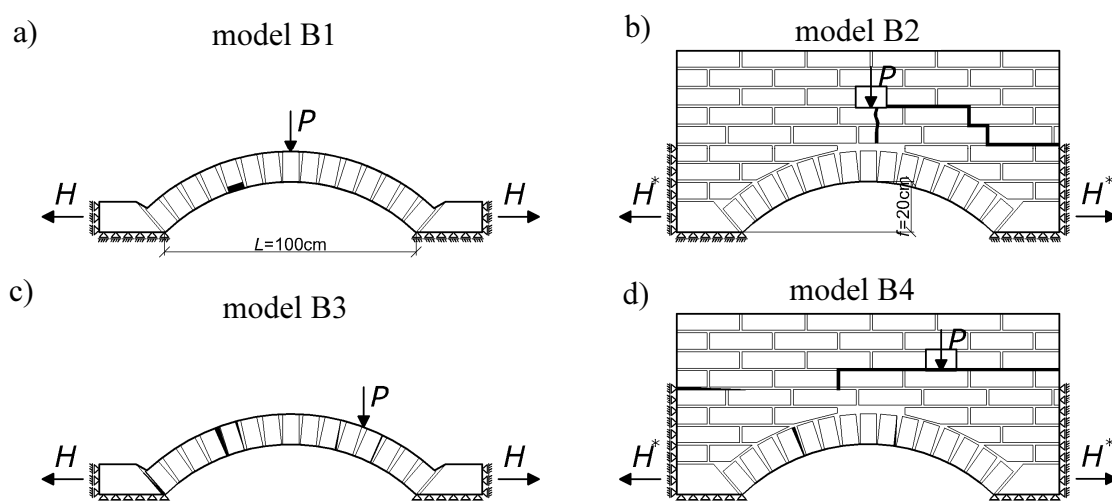
Model B2 fragment muru wg rys. 5.13 z obciążeniem symetrycznym (rys. 5.22 b) uległ zniszczeniu poprzez powstanie spękania jednostronnego w postaci tzw. łuku wtórnego. Stwierdzono tendencję tego typu konstrukcji przy obciążeniu symetrycznym do wyodrębniania się łuku wtórnego, które ma dodatkowe spore zapasy nośności. Jest to bardzo ważna informacja do oceny faktycznych nośności zarysowanych konstrukcji, mówiąca o dużych zapasach nośności pomimo powstania wczesnych rys i spękań, co jest potwierdzeniem postawionej tezy.

Model B4 fragment muru wg rys. 5.13 z obciążeniem niesymetrycznym (rys. 5.22 d) uległ zniszczeniu wskutek powstania poziomego spękania począwszy od okolic gniazda w miejscu wprowadzanej siły. Konstrukcja łuku wspierającego również uległa spękaniu w dwóch kluczowych miejscach.

Model B1 wyodrębniony łuk z obciążeniem symetrycznym (rys. 5.22 a) uległ zniszczeniu poprzez skruszenie jednej z cegieł (przekroczenie naprężeń ściskających).

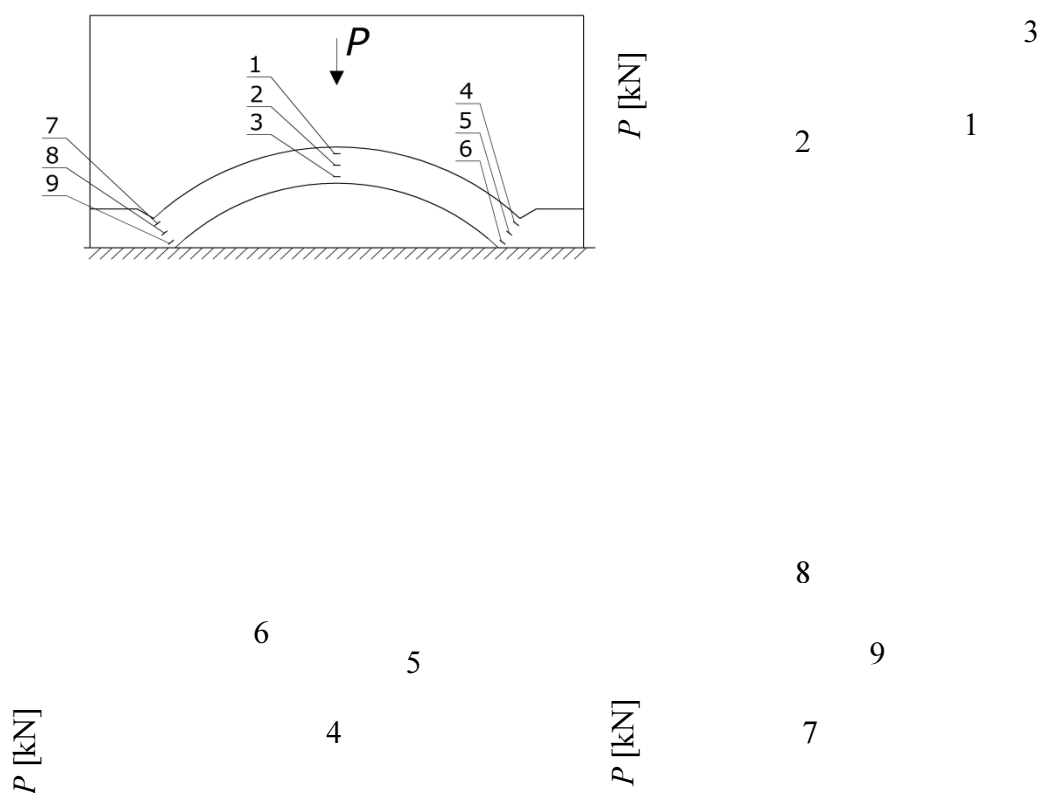
Model B3 wyodrębniony łuk z obciążeniem niesymetrycznym (rys. 5.22 c) uległ spękaniu analogicznie jak to miało miejsce w ceglanym nadprożu łukowym z podobnym usytuowaniem obciążenia.

Zaobserwowane początki niszczenia modeli doświadczalnych wraz z odpowiadającym schematem obciążenia i warunkami geometrycznymi pokazano na rys. 5.23.



Rys. 5.23. Zarejestrowane schematy zniszczenia dla modeli B1 (a), B2 (b), B3 (c) oraz B4 (d)

W trakcie badań przeprowadzono również rejestrację odkształceń z punktów tensometrycznych. Na podstawie wyliczonego wcześniej modułu Younga (cegła $E_b = 30,60\text{ GPa}$, zaprawa $E_m = 7,62\text{ GPa}$) przekształcono otrzymane wyniki do rejestracji zależności siły do naprężeń w kluczowych miejscach zgodnie z rys. 5.16 i przedstawiono na rys. 5.24 - 5.27. Część tensometrów uległa uszkodzeniu: na rys. 5.26 punkty nr 4, 6, na rys. 5.27 punkt nr 3. Dla wszystkich modeli wyraźnie widoczny jest nierównomierny rozkład naprężeń pomiędzy punktami pomiarowymi, czyli brak symetryczności. Momenty gwałtownych przyrostów naprężeń (zmiany ich) dla modeli B2 oraz B4 pokrywają się z wychwyconymi momentami gwałtownych przerostów siły rozporu oraz przemieszczenia z wykresów widocznych na rys. 5.21. Czyli wraz ze zmianą sztywności (moment wyodrębnienia łuku wtórnego) w tych momentach, następowała również zmiana stanu naprężenia modeli. W modelu B2 w trakcie prowadzenia obciążenia większość czasu wszystkie punkty pomiarowe znalazły się w strefie ściskanej naprężeń. Dopiero przed momentem zniszczenia punkt pomiarowy nr 3 przeszedł w zakres naprężeń rozciągających.

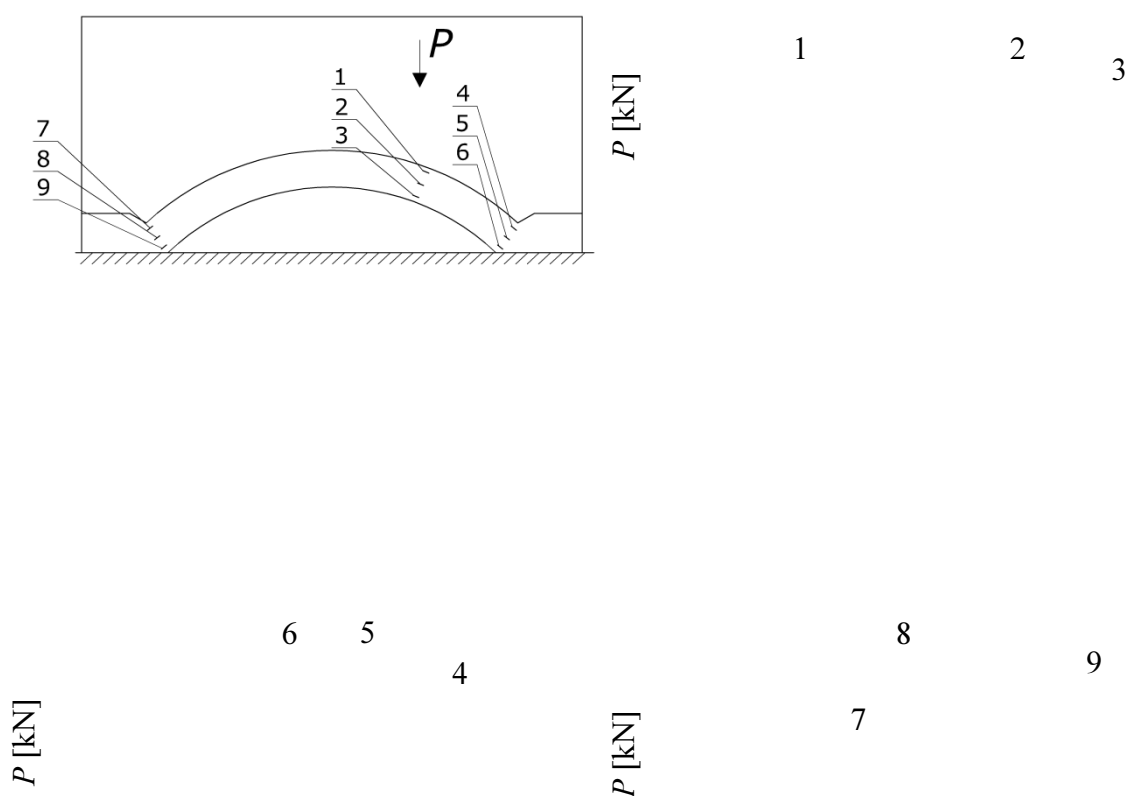


Rys. 5.24. Zależności naprężeń σ od obciążenia P w punktach pomiarowych 1 - 9 dla modelu B2 nadproża łukowego z obciążeniem symetrycznym (rys. 5.16 b)

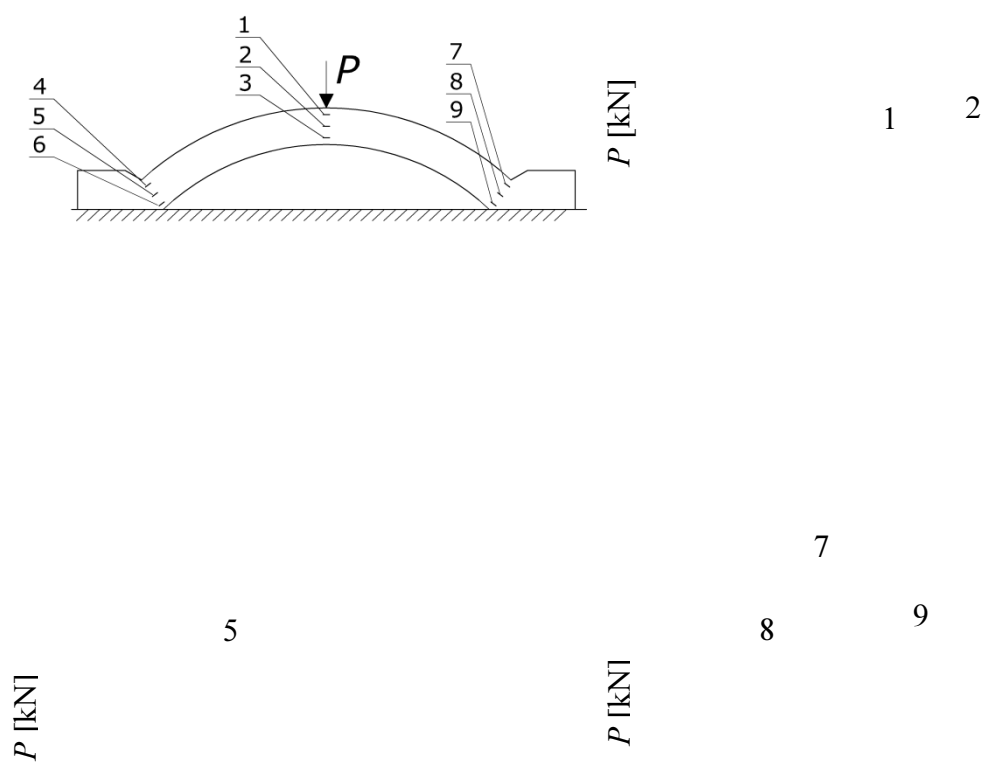
Natomiast analogiczny model B1 wyodrębnionego łuku w trakcie prowadzenia obciążenia, punkt pomiarowy nr 3 był przez cały czas rozciągany. Oznacza to, że fragmenty muru powyżej łuku spowodowały zmianę stanu naprężeń w łuku. W przypadku punktu pomiarowego nr 3 jest to znacząca zmiana, związana ze zmianą znaku naprężeń panujących w tym obszarze. Podobna sytuacja ma miejsce w przypadku modeli B3 oraz B4. Z tym, że model B4 już w trakcie pierwszego zarysowania spowodował zmianę naprężeń ściskających na rozciągające w obszarze punktu pomiarowego nr 3. Wraz ze gwałtownym przyrostem naprężeń w trakcie pierwszego zarysowania, w strefie punktu pomiarowego nr 2 gromadzą się naprężenia rozciągające (po chwili w obszarze znowu występują naprężenia ściskające). Dla modeli B3 oraz

B4 widoczny jest wpływ położenia siły na stan naprężeń w okolicy podpór. W obszarze podpory bliżej wprowadzanej siły występują przez cały czas obciążenia naprężenia ściskające.

Fakt odmiennego stanu naprężeń dla punktu pomiarowego nr 3 (model B1 oraz B2) w zależności od wystąpienia lub nie warstw muru nad wyodrębnionym łukiem ceglany jest potwierdzeniem, że bardzo znaczący wpływ na nośność ceglanych nadproży łukowych mają warstwy muru powyżej łuku.



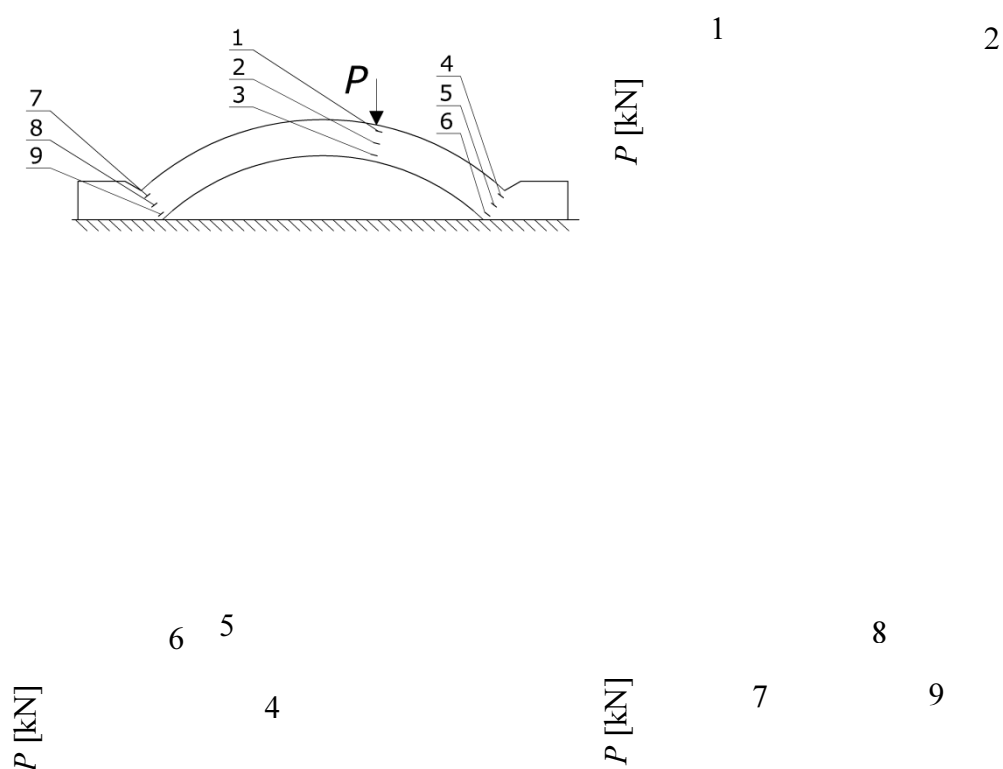
Rys. 5.25. Zależności naprężeń σ od obciążenia P w punktach pomiarowych 1 - 9 dla modelu B4 nadproża łukowego z obciążeniem symetrycznym (rys. 5.16 d)



Rys. 5.26. Zależności naprężeń σ od obciążenia P w punktach pomiarowych 1 - 9 dla modelu B1 nadproża łukowego z obciążeniem symetrycznym (rys. 5.16 a)

Istniejąca metoda obliczeniowa dla nadproży łukowych znacząco zaniża faktyczne nośności nadproży (bierze pod uwagę nośność wyodrębnionego łuku ceglanego, a nie całego fragmentu muru wg rys. 5.13). Wynika to z faktu bardzo ważnej współpracy z łukiem wyżej usytuowanych warstw cegieł. Skutkiem tej współpracy jest powstanie łuku wtórnego wyodrębniającego się od miejsca przyłożenia sił skupionych do podpór poziomych (rys. 5.22 b, d). Powstanie łuku wtórnego zapoczątkowało spękanie poziome muru w miejscu przyłożenia sił skupionych. Moment powstania spękań wyraźnie widać z wykresów B2 i B4 na rys. 5.21 przy odpowiednich wartościach sił dla $P_{B2p1} = 70 \text{ kN}$ oraz $P_{B4p1} = 79 \text{ kN}$ i jest to moment końca pracy nadproża łukowego o charakterze materiału sprężystego. W momencie tym nastąpiła

redystrybucja naprężeń i propagacja rys aż do całkowitego zniszczenia modeli, któremu towarzyszyło powstanie pęknięcia pionowego w przekrojach usytuowanych w pobliżu płaszczyzny działania siły P .



Rys. 5.27. Zależności naprężeń σ od obciążenia P w punktach pomiarowych 1 - 9 dla modelu B3 nadproża łukowego z obciążeniem symetrycznym (rys. 5.16 c)

5.4 PORÓWNANIE WYNIKÓW BADAŃ NUMERYCZNYCH Z WYNIKAMI BADAŃ DOŚWIADCZALNYCH

Weryfikację wyników obliczeń numerycznych wykonano na bazie wyników badań doświadczalnych dla modeli typu B elementów murowych. Analizowano dwa modele fragmentu muru wg rys. 5.13 oraz dwa wyodrębnione łuki. Jeden fragmentu muru wg rys. 5.13 z obciąż-

zeniem symetrycznym w środku rozpiętości wg rys. 5.16 b, drugi w najbardziej niekorzystnym położeniu wg rys. 5.16 d. Analizowano również wyodrębniony łuk z obciążeniem symetrycznym wg rys. 5.16 a i jeden z obciążeniem niesymetrycznym rys. 5.16 c. Na podstawie obserwacji przebiegu procesu niszczenia modeli określono granice pracy materiału w zakresie sprężystym. Granice te określono dla modelu B2 (rys. 5.16 b) na $P_{B2p1} = 70$ kN oraz dla modelu B4 na $P_{B4p1} = 79$ kN (rys. 5.16 d). Dla modelu B1 (rys. 5.16 a) oraz B3 (rys. 5.16 c) nie udało się ustalić granicy pracy materiału w zakresie sprężystym przed wystąpieniem zniszczenia konstrukcji. Podjęto próbę odwzorowania ww. modeli w programie autora dla równolegle prowadzonych symulacji numerycznych.

Przeprowadzona analiza numeryczna opierała się na założeniu pracy muru w zakresie sprężystym. Przyjęto model makroskopowy o parametrach pracy liniowej. Fragment ściany modelowano trójwęzłowymi elementami skończonymi typu tarczowego o izotropowych właściwościach materiałowych. Wprowadzone parametry materiałowe to moduł sprężystości $E = 25,2$ GPa oraz współczynnik Poissona $\nu = 0,08$. Wielkość podziału siatki MES ustalono na 120 mm dla modeli nadproży łukowych oraz 60 mm dla łuków.

Za stan graniczny nośności analizowanego fragmentu przyjmowano warunek:

$$k = \frac{\sigma_1(a)}{f_{ta}} = 1, \quad (5.8)$$

który sprawdzano dla wszystkich elementów skończonych. Z punktu widzenia mechanizmu zniszczenia oznacza to lokalne pęknięcie muru w strefie jego największego wyężenia. Warto nadmienić, że z uwagi na propagację pęknięcia, rzeczywista nośność muru będzie większa [54]. Dalsza analiza, po zarysowaniu muru, obejmuje zasady obliczeń dla materiału plastycznego (model rysy dyskretnej, model rysy pasmowej), którym zajmuje się mechanika niszczenia. Analiza ta jednak wymaga dużo bardziej skomplikowanego podejścia odnośnie przyjętego sposobu obliczeń [32, 43].

Dla modelu B2 przy wprowadzeniu obciążenia w postaci siły $P_{B2p1} = 70$ kN otrzymane wartości maksymalnego wyężenia wynosiła $k = 1,09$ (rys. 5.28), jest to przekroczenie wartości oczekiwanej o 9%. Miejsce pojawienia się maksymalnego wyężenia pokrywa się z wynikami z doświadczeń, czyli początek zniszczenia w okolicy gniazda przy wprowadzanej sile. Otrzymany wynik traktuje się jako zadowalający.

Dla modelu B4 przy wprowadzeniu obciążenia w postaci siły $P_{B4p1} = 79$ kN otrzymane wartości maksymalnego wyężenia wynosiła $k = 1,20$ (rys. 5.29), jest to przekroczenie wartości oczekiwanej o 20%. Miejsce pojawienia się maksymalnego wyężenia pokrywa się

z wynikami z doświadczeń, czyli początek zniszczenia w okolicy gniazda przy wprowadzanej sile. Otrzymany wynik traktuje się jako zadowalający.



Rys. 5.28. Mapy wyężenia modelu fragmentu muru wg rys. 5.13 obciążonego siłą skupioną symetrycznie w środku rozpiętości ponad warstwami muru ponad łukiem zgodnie z założeniami geometrycznymi przyjętymi w badaniach doświadczalnych modelu B2



Rys. 5.29. Mapy wyężenia modelu fragmentu muru wg rys. 5.13 obciążonego siłą skupioną niesymetrycznie ponad warstwami muru ponad łukiem zgodnie z założeniami geometrycznymi przyjętymi w badaniach doświadczalnych modelu B4

Oba przeprowadzone badania oraz weryfikacje dały pozytywne rezultaty potwierdzające fakt wyodrębniania się łuku wtórnego, który posiada dodatkowe zapasy nośności co jest potwierdzeniem postawionej tezy.

Z uwagi na inny układ cegieł w samym łuku zmieniono wartości składowych kryterium na $f_{t90} = 0,38 \text{ MPa}$ i $f_{t0} = 0,38 \text{ MPa}$. Dla modelu B1 i B3 nie udało się uzyskać wyraźnej granicy pracy materiału w zakresie sprężystym. W celu weryfikacji wyników podjęto próbę

znalezienia wielkości siły wprowadzanej, która da wartość współczynnika nośności $k=1,00$. Dla modelu B1 (rys. 5.30) wartość tej siły określono metodą iteracyjną na $P_{B1}=7,86\text{ kN}$, natomiast dla modelu B3 (rys. 5.31) $P_{B3}=8,65\text{ kN}$.



Rys. 5.30. Mapy wyężenia modelu wyodrębnionego łuku obciążonego siłą skupioną symetrycznie P w środku rozpiętości zgodnie z założeniami geometrycznymi przyjętymi w badaniach doświadczalnych modelu B1



Rys. 5.31. Mapy wyężenia modelu wyodrębnionego łuku obciążonego siłą skupioną P nie symetrycznie zgodnie z założeniami geometrycznymi przyjętymi w badaniach doświadczalnych modelu B3

Wyniki dla modeli fragmentu muru wg rys. 5.13 odnośnie powstania pierwszego stanu zarysowania (końca pracy sprężystej materiału) zostały potwierdzone ze zbieżnościami do 80%. Miejsca w których zaczynało się zniszczenie konstrukcji zostały w części modeli potwierdzone.

6. BADANIA NUMERYCZNE

6.1 OPROGRAMOWANIE DO BADAŃ NUMERYCZNYCH

Obecnie istnieje wiele programów komercyjnych opartych na metodzie elementów skończonych (MES) do obliczeń konstrukcji budowlanych. Natomiast nie wszystkie znane programy pozwalają uwzględnić specyficzne cechy muru jako materiału konstrukcyjnego. Mikromodelowanie pozwala osiągnąć precyzyjne wyniki dla małych fragmentów, co związane jest z dużym czasem obliczeń współczesnych komputerów. Makromodelowanie daje porównywalne wyniki z mikromodelowaniem i jest dużo sprawniejsze w modelowaniu i analizie. Proces tworzenia siatki MES nie jest zależny od faktycznego położenia spoin w murze. Zakładając, że badania powinny prowadzić do możliwie realnych efektów dla inżynierów (nie posiadających wiedzy naukowej), makromodelowanie wydaje się być dużo bardziej zasadnym. Makromodel muru jest kompozytem ortotropowym z związkami konstytwnymi pomiędzy średnimi odkształceniami i średnimi naprężeniami.

Mur jest materiałem anizotropowym. Jednakże wielu badaczy wykazało w swoich pracach zasadność przyjmowania jego do analizy sprężystej jako ośrodka izotropowego. Anizotropowość uwzględniono za pomocą cech sprężystości muru i kryteriów nośności granicznej. Oczywiście jest, że w dużej mierze zależne jest to od faktycznego rodzaju zastosowanego materiału i jego indywidualnych cech sprężystych.

Materiał przyjęty do analizy można traktować jako model makroskopowy izotropowy o anizotropowym kryterium granicznym pracy, jak to wynika z badań Lechnickiego [30] Kubicy [33], Małyszko [43], Szojdy [35, 36, 74, 75, 76, 77, 78, 79], Jasieńko i Bednarza [7, 26, 27, 28, 29] oraz innych.

W niniejszej pracy graniczny warunek nośności przyjęto jako kryterium granicznych naprężeń rozciągających [43]. Parametry do kryterium określono na podstawie badań pomocniczych zgodnie z rozdziałem 5.1. Otrzymane kryterium nośności granicznej prezentuje rys. 5.10.

Ww. parametry materiału wprowadzono do programu własnego w celu dalszych analiz numerycznych omawianego zagadnienia.

Jednym z głównych problemów braku analizy murów za pomocą programów MES jest ich duży koszt. Uznane programy tego typu do obliczeń konstrukcji murowych to Diana

[106], Ansys [101], Abaqus [99], jednakże są to programy bardziej o charakterze naukowym. Są bardzo rozbudowane, a ich koszt często przekracza możliwości przeciętnego inżyniera, a czasami także ośrodków naukowych. W związku z powyższym autor stworzył narzędzie, które dałoby możliwość tego typu analizy za niewielkie koszty oraz o interfejsie bardziej przyjaznym dla inżyniera. W żadnym z ww. programów nie ma opcji pokazania końcowego wyniku wytyżenia dla murów, można ją jedynie oszacować poprzez stworzenie dodatkowych modułów bądź przeliczenie otrzymanych naprężeń itp.

Główne cechy programu stworzonego przez autora na potrzeby niniejszego doktoratu to:

- niezależność od znanych i drogich programów obliczeniowych,
- przyjazny interfejs graficzny,
- możliwość analizy konstrukcji (w zakresie sprężystym) na podstawie kryterium granicznych naprężeń rozciągających,
- definiowany materiał jest izotropowy,
- wprowadzanie geometrii za pomocą punktów oraz linii pomocniczych (trochę na wzór Autocada oraz Bocada),
- możliwość filtrowania wyników,
- wprowadzania obciążeń oraz podpór graficznie lub tabelarycznie,
- zapis wyników w postaci graficznej lub tabelarycznej,
- możliwość exportu wszystkich wartości otrzymanych w formacie Excela,
- kompatybilność programu ze wszystkimi systemami pod warunkiem posiadania .Net Framework 4.0 (instalator sam go instaluje w razie jego braku),
- zapis i odczyt plików na bazie formatu XML,
- elementy skończone typu tarczowego trójwęzłowe,
- siatka MES jest generowana automatycznie (na podstawie zadanego podziału).

Program komputerowy [54], niezależny od komercyjnych aplikacji, został stworzony na bazie języka programowania C# w technologii Framework 4.0 oraz za pomocą modułów zewnętrznych (na licencji deweloperskiej oraz MIT). Program miał na celu stworzenie przyjaznego dla użytkownika procesu wprowadzania konstrukcji, obciążeń oraz uzyskania wyniku ostatecznego w postaci map wytyżenia. Program wykonuje obliczenia dla materiału izotropowego za pomocą kryterium granicznych naprężeń rozciągających.

Proponowany program jest rozwiązaniem, w którym zostało na stałe zaimplementowane przyjęte kryterium nośności granicznej. Uzyskiwane wyniki z prowadzonych analiz są od razu dostępne w postaci map wytyżenia granicznego. Z uwagi na niezależność od drogich

systemów obliczeniowych, proponowane rozwiązanie jest dużo tańszym i bardziej elastycznym rozwiązaniem do stosowania w różnych analizach.

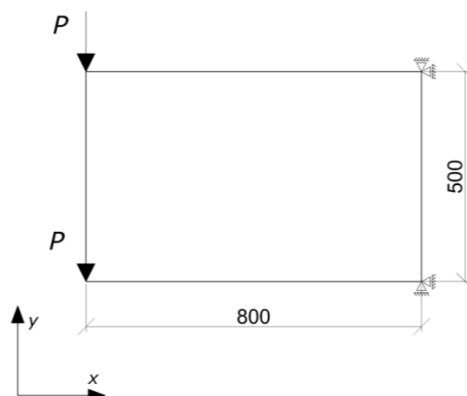
Zastosowane kryterium w programie określa stan pierwszego zarysowania konstrukcji. Nie jest to wartość jej granicznej nośności, którą określa mechanika zniszczenia. Użyte kryterium należy rozumieć jako przekroczenie stanu użytkowania konstrukcji. Końcową wartość zniszczenia można szacować na podstawie ustalenia korelacji doświadczalnych między początkiem zarysowania, a ostatecznym zniszczeniem.

Podstawowe różnice stworzonego programu do innych programów takich jak Abaqus, Ansys, Diana:

- zaimplementowane (do automatycznych analiz) jako główna część programu, a nie zewnętrzny moduł, anizotropowe kryterium dla nośności granicznej z uwagi na naprężenia rozciągające;
- interfejs umożliwiający import geometrii z programu Autocad;
- elastyczny interfejs umożliwiający swobodną definiowanie geometrii poprzez odsuwanie i rozmieszczanie linii pomocniczych oraz punktów, wraz z funkcją przyciągania geometrii (interfejs znany z programów Autocad oraz Bocad);
- możliwość eksportu otrzymanych wyników w postaci tabel Excela;
- poprzez zastosowanie własnego rozwiązania niezależnego od zewnętrznych systemów komputerowych, umożliwiono swobodny dalszy rozwój programu oraz kształtowanie jego przyszłych funkcji bez ograniczeń niesionych w zewnętrznych programach;
- obliczenia są szybsze niż w dużych systemach takich jak Abaqus;
- o wiele mniejsze koszty wdrożenia programu;
- dużo prostsza obsługa zaprojektowana z myślą o inżynierach.

Stwierdzono potrzebę weryfikacji poprawności otrzymywanych wyników z obliczeń własnym programem z programem Abaqus [99]. Do analizy przyjęto trójwęzłowe elementy tarczowe o materiale izotropowym. W obu programach siatka elementów skończonych jest generowana automatycznie, na podstawie zadanego podziału. Zamodelowano prostokątny element o wymiarach $800 \times 500 \times 120$ obciążony dwoma siłami skupionymi (w lewym dolnym i górnym rogu) o wartości 1000 N, podparty na obu kierunkach w węzłach znajdujących się w prawym dolnym oraz górnym rogu (6.1). Siatka MES miała skok 25 mm. Do analizy zbieżności wyników posłużono się wartościami (składowymi tensora naprężenia): $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}, \sigma_1, \sigma_2$. Największe rozbieżności osiągnięto dla σ_y wynoszącą 4% - co jest

w dużej mierze zależne od zbieżności w siatkowaniu modelu. Wybrane wyniki zostały zaprezentowane na rys. 6.2 - 6.5. Tego rzędu wynik jest wynikiem zadowalającym.



Rys. 6.1. Model przyjęty do weryfikacji poprawności wyników obliczeń za pomocą programu autorskiego

Rys. 6.2. Mapy naprężeń σ_1 na podstawie programu Abaqus [99]

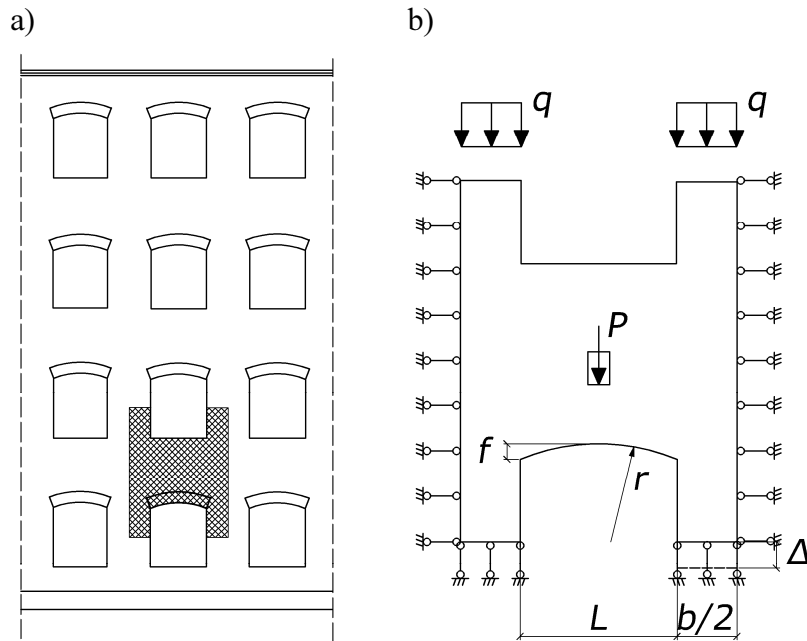
Rys. 6.3. Mapy naprężeń σ_1 na podstawie programu własnego

Rys. 6.4. Mapy naprężeń σ_x na podstawie programu Abaqus [99]

Rys. 6.5. Mapy naprężeń σ_x na podstawie programu własnego

6.2 WYNIKI BADAŃ NUMERYCZNYCH

We własnym programie zamodelowano fragment ściany poddany obciążeniu jednostkowej siły skupionej P stanowiącej reakcję z belki stropowej. Ponadto, badano wpływ jednostkowego obciążenia q , działającego na filarki międzyokienne oraz jednostkowego przemieszczenia Δ związanego z odkształceniem postaciowym wywołanym nierównomiernym osiadaniem podłoża (rys 6.6 b). Obciążenia zostały przyłożone jednorazowo dla różnych schematów obciążenia, ciężar własny został pominięty. Analizowano również wpływ zmiany strzałki łuku oraz jego rozpiętości: strzałka łuku była zmieniana w zakresie $f = 0 \div r$ natomiast iloraz długości łuku ($L = 1 \div 1,75$ m) do szerokości filarka ($b = 1$ m) w granicach $\frac{L}{b} = \frac{1}{1,75}$ - co odpowiada rzeczywistym rozpiętościom nadproży łukowych nad otworami okiennymi.



Rys. 6.6. Schemat obciążenia fragmentu muru w strefie nadproża łukowego

Na podstawie uzyskanych wartości głównych naprężeń rozciągających w każdym elemencie skończonym program określa poziom wyężenia dla poszczególnych oddziaływań P , q , Δ w postaci:

$$k_P = \frac{\sigma_1(a)}{f_{t\alpha}}, \quad k_q = \frac{\sigma_1(a)}{f_{t\alpha}}, \quad k_\Delta = \frac{\sigma_1(a)}{f_{t\alpha}}, \quad (6.1)$$

gdzie:

$\sigma_1(a)$ - wartość naprężeń głównych rozciągających pod kątem α do spoin wspornych,

$f_{t\alpha}$ - wytrzymałość muru na rozciąganie pod kątem α do spoin wspornych wg wzoru (5.5),

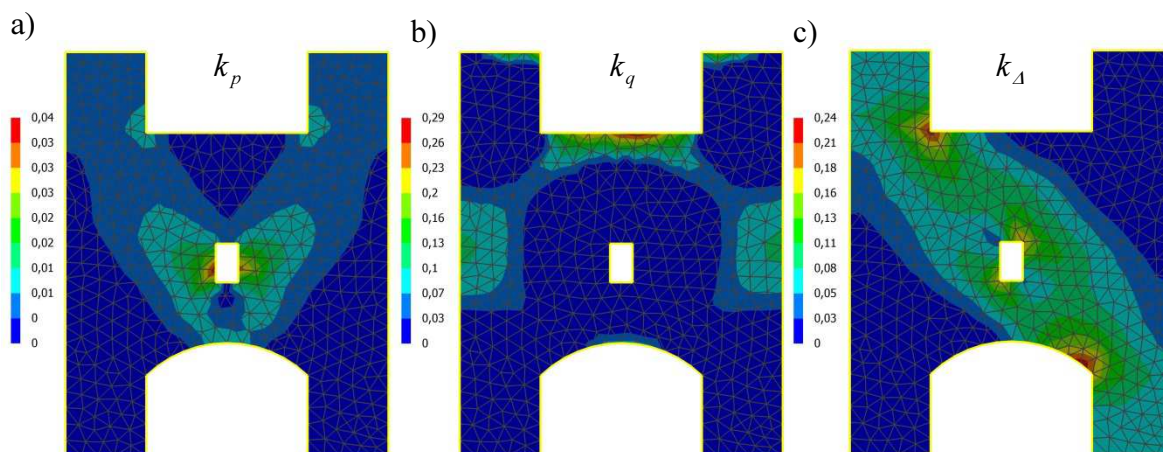
k_P - współczynnik wyężenia muru na rozciąganie pod kątem α do spoin wspornych dla obciążenia od siły skupionej,

k_q - współczynnik wyężenia muru na rozciąganie pod kątem α do spoin wspornych dla obciążenia rozłożonego,

k_Δ - współczynnik wyężenia muru na rozciąganie pod kątem α do spoin wspornych dla przemieszczenia Δ .

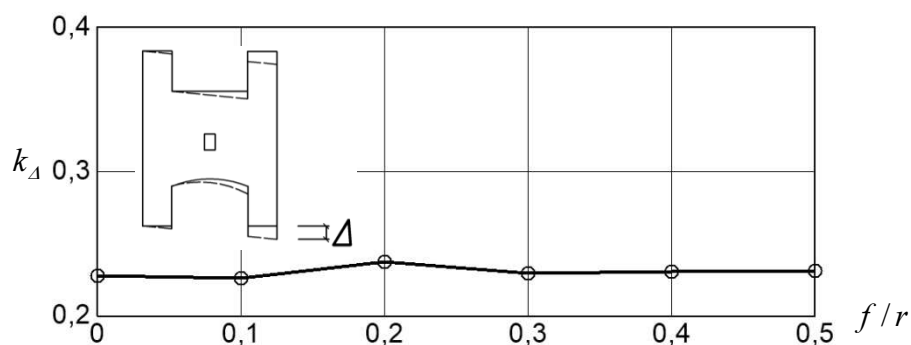
Jako wynik otrzymano mapy wyężenia widoczne na rys. 6.7. Z analizy tych map wynika, że przy obciążeniu nadproża siłą skupioną P najbardziej wyężonymi są strefy muru w sąsiedztwie gniazda (rys. 6.7 a), wówczas pierwsze zarysowanie powstaje poziomo od dolnej krawędzi gniazda. Przy obciążeniu filarków międzyokiennych siłą q najbardziej wyężona jest strefa muru usytuowana na wysokości parapetu wyższego otworu okiennego

(rys. 6.7 b), co powoduje pierwsze zarysowanie pionowo w dół (od środka krawędzi tej strefy). W przypadku przemieszczenia postaciowego związanego z osiadaniem Δ najbardziej wyężona strefa muru przebiega po przekątnej od naroży górnego i dolnego otworu okiennego (rys. 6.7 c) i powoduje powstanie pierwszego zarysowania po przekątnej (górny otwór dolna lewa krawędź do dolnego otworu prawa górna krawędź).

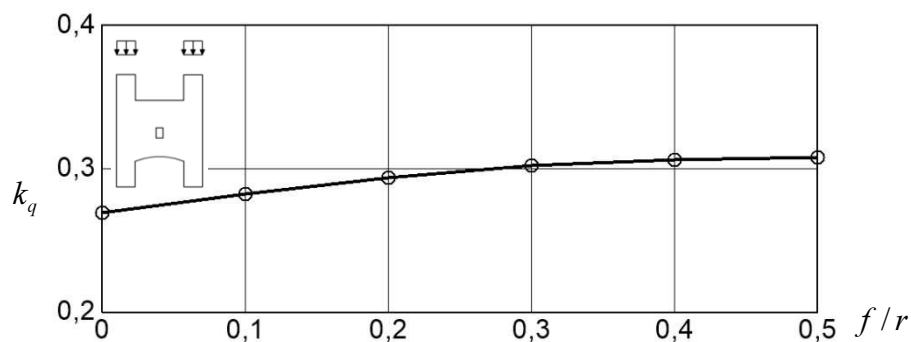


Rys. 6.7. Wybrane mapy wyężenia muru w postaci współczynników k_p , k_q , k_Δ wg wzoru (6.1) przy obciążeniu: siłą kupioną $P = 1$ kN (a), rozłożonym filarków $q = 100$ kN/m (b) oraz przemieszczeniem $\Delta = 0,01$ mm (c)

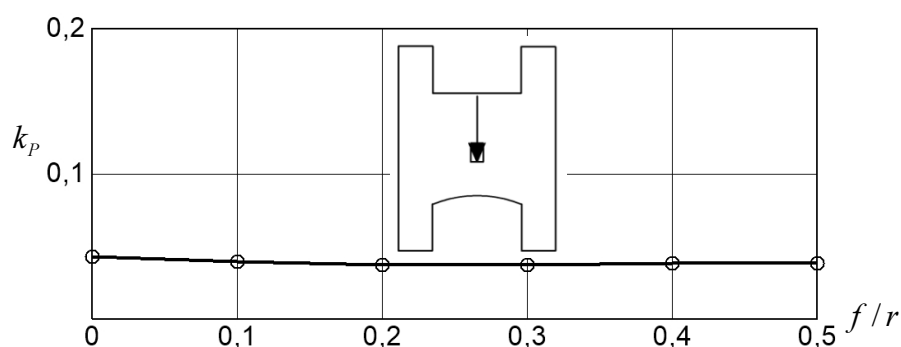
Na rysunkach 6.8, 6.9, 6.10 przytoczono wybrane wyniki badań numerycznych. Z przeprowadzonych badań wynika, że przy obciążeniu nadproża siłą skupioną P (rys. 6.10) oraz przemieszczeniem Δ (rys. 6.8) parametr f/r praktycznie nie ma wpływu na stan wyężenia. Nieco większy wpływ parametru f/r na stan wyężenia można obserwować od obciążenia filarków siłą q (rys. 6.9).



Rys. 6.8. Zależności współczynników wyężenia k_Δ od wartości parametru f/r dla jednostkowego przemieszczenia Δ



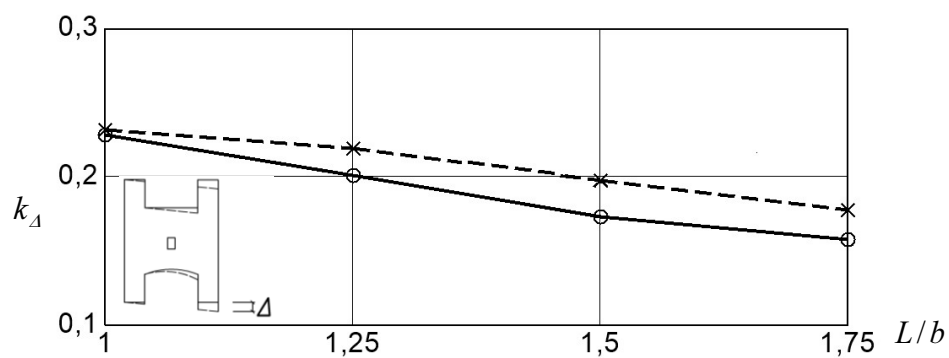
Rys. 6.9. Zależności współczynników wyężenia k_q od wartości parametru f/r dla jednostkowego obciążenia q



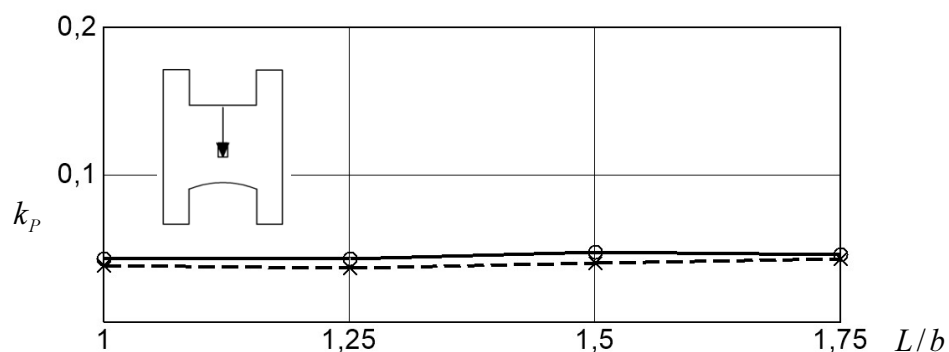
Rys. 6.10. Zależności współczynników wyężenia k_p od wartości parametru f/r dla jednostkowego obciążenia P

Na rysunkach 6.11, 6.12, 6.13 przytoczono zależności współczynników wyężenia k_p, k_q, k_Δ od ilorazu długości nadproża L do szerokości filarka międzyokiennego b . Zmiana parametru L/b przy obciążeniu siłą skupioną P (rys. 6.12) praktycznie nie wpływa na wyężenie muru. Jest to wynikiem lokalnego oddziaływania tej siły. Bardziej istotny wpływ na stan wyężenia mają oddziaływania w postaci siły q (rys. 6.13) i przemieszczenia Δ (rys. 6.11). Przy zwiększeniu rozpiętości nadproża naprężenia od obciążenia q maleją, więc maleje również stan wyężenia. Analogiczny wpływ na wyężenie muru ma iloraz L/b przy obciążeniu przemieszczeniem Δ . Jest to związane ze zmniejszeniem momentu zginającego w paśmie międzyokiennym powstającym na skutek przemieszczenia Δ .

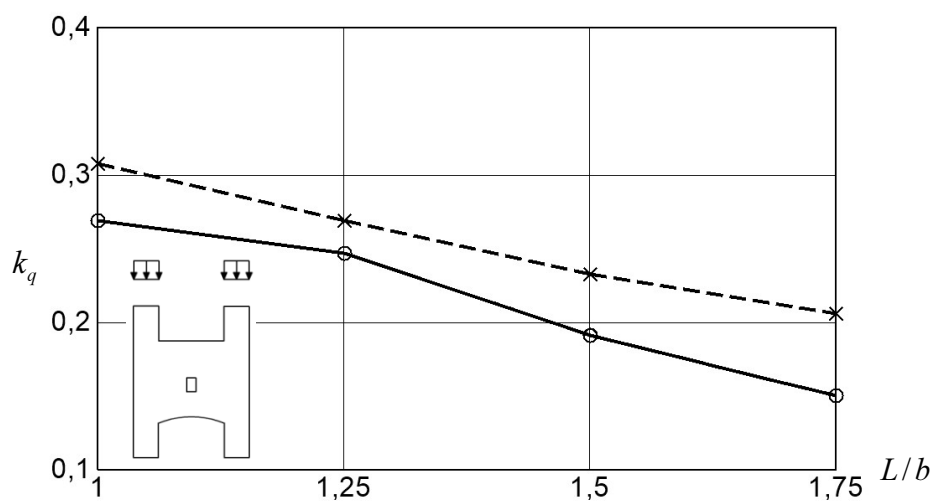
Otrzymane wyniki pokazują wpływ zmiany geometrii łuku oraz jego rozpiętości na nośność nadproży łukowych z uwzględnieniem współpracy warstw muru ponad łukiem.



Rys. 6.11. Zależności współczynników wyężenia k_{Δ} od ilorazu L/b (linia ciągła dla nadproża płaskiego, linia przerywana dla nadproża półkolistego) dla jednostkowego przemieszczenia Δ



Rys. 6.12. Zależności współczynników wyężenia k_P od ilorazu L/b (linia ciągła dla nadproża płaskiego, linia przerywana dla nadproża półkolistego) dla jednostkowego obciążenia P



Rys. 6.13. Zależności współczynników wyężenia k_q od ilorazu L/b (linia ciągła dla nadproża płaskiego, linia przerywana dla nadproża półkolistego) dla jednostkowego obciążenia q

7. ZASTOSOWANIE WYNIKÓW BADAŃ

7.1 UWAGI WSTĘPNE

Stare budynki zbudowane z murów ceglanych i stropów drewnianych były projektowane na tamte czasy z dużymi zapasami nośności. W związku z tym budynki te nadal wykazują duże nośności oraz przy odpowiedniej konserwacji nadal mogą być eksploatowane. W przypadku obciążeń dynamicznych (drgania z ruchu pojazdów mechanicznych) często obserwuje się występowanie zarysowań oraz spękań na konstrukcjach. Kolejnym znaczącym problemem jest wrażliwość budynków murowych na wywołane nierównomierne osiadanie podłoża związane ze zmianami w układzie wód gruntowych, nieszczelnością rury instalacji. Znaczącym czynnikiem jest również przeciążenie nadproży - dodatkowe obciążenia, poprzez nieumiejętne użytkowanie przestrzeni (np. samowola budowlana - wykonanie ściany działowej bez stosownych uzgodnień).

Wszystkie działania prowadzące do uszkodzeń są powodem konieczności opracowania metod napraw przedmiotowych ceglanych nadproży łukowych. Jak wykazano w badaniach, dodatkowe zapasy nośności poprzez powstanie łuku wtórnego są znaczące i nie zawsze konieczne jest naprawianie konstrukcji. Przyjmując jednak inne możliwe dodatkowe czynniki zagrażające bezpieczeństwu konstrukcji zalecane jest usunięcie powstałych uszkodzeń. Naprawa takiego muru spowoduje próbę powrotu do pierwotnego stanu naprężeń występującego w murze przed zniszczeniem. Należy pamiętać, że każde zarysowanie i spękanie powoduje zmianę układu naprężeń w konstrukcji.

Sposoby napraw spękanych konstrukcji murowych można ogólnie podzielić na następujące grupy:

- sposoby eliminujące główne przyczyny wystąpienia zarysowań, jak nierównomierne deformacje podłoża, ruchy termiczne, przeciążenia itp.;
- sposoby zmieniające przestrzenną sztywność budynku przez zastosowanie wieńców, gorsetów lub dylatacji;
- sposoby odtwarzające pierwotny stan techniczny konstrukcji np. przez przemurowanie, iniektowanie rys często związane ze zwiększeniem nośności uszkodzonych fragmentów;

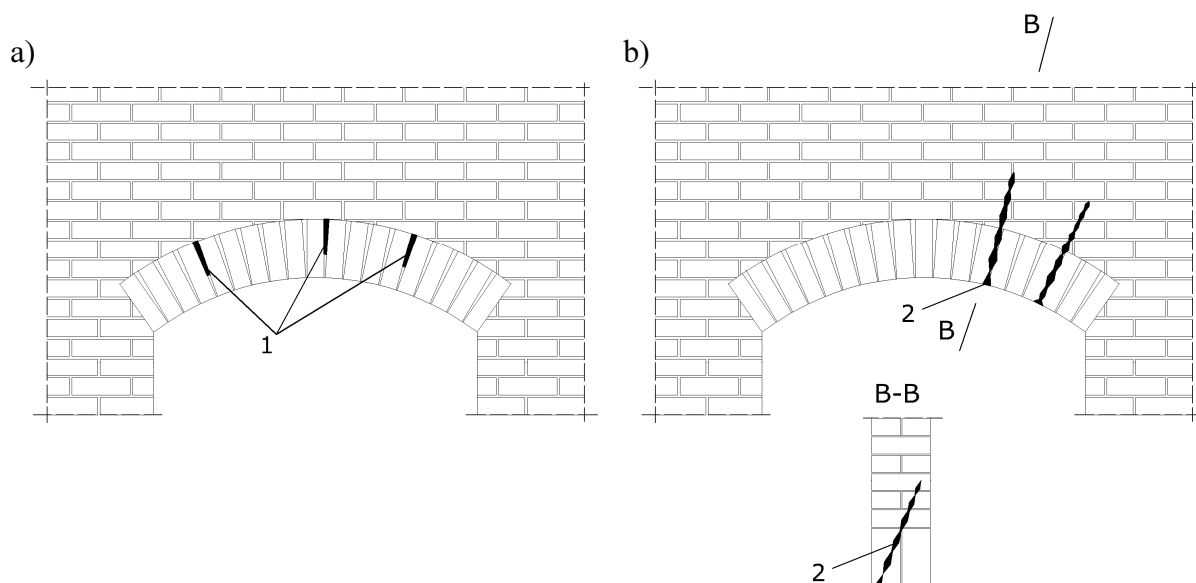
- sposoby ingerujące w statyczny schemat pracy konstrukcji, wywołujące korzystniejsze przekazywanie sił na poszczególne jej elementy.

Należy podkreślić, że w praktyce na ogół wykorzystuje się jednocześnie kilka sposobów. Każdy przypadek naprawy uszkodzonej konstrukcji ma swój indywidualny charakter, wymagający od inżyniera, oprócz kwalifikacji i doświadczenia, także intuicji. Można powiedzieć, że należy kierować się analogią lekarską- naprawa tak jak leczenie, musi wynikać z prawidłowej diagnozy. Ponadto przy wyborze odpowiedniego sposobu naprawy powinno się uwzględniać jej ekonomiczną efektywność oraz możliwości technicznego wykonania, zwłaszcza podczas użytkowania obiektu. Często spotykane asekuracyjne przeprowadzenie napraw naraża właściciela obiektu na nieuzasadnione koszty. Nieprawidłowo wykonana naprawa pogarsza stan techniczny obiektu, a nawet może doprowadzić do awarii [44].

7.2 PROPOZYCJA WZMOCNIEŃ ORAZ NAPRAW ISTNIEJĄCYCH NADPROŻY

Najczęściej stosowanymi sposobami napraw uszkodzonych nadproży ceglanych są iniekcja, rozklinowanie, zbrojenie, odciążenie, przemurowanie oraz stężenie. Bardziej szczegółową informację na temat napraw zarysowanych i spękanych konstrukcji murowych można znaleźć między innymi w pracy [44]. Iniekcja zarysowań i spękań jest najprostszym sposobem napraw. Ma zapewnić uszczelnienie i scalenie podzielonych części muru. Jest jednak zawsze rozpatrywana w kontekście innych metod naprawy i rzadko jest celowa w przypadku pęknięć nieustabilizowanych lub zanieczyszczonych chemicznie. Iniekt musi przede wszystkim zgodnie współpracować w okresie użytkowania z elementami muru, które scala. Zgodność współpracy dotyczy zarówno cech chemicznych, jak i fizycznych. Najistotniejsza jest podatność iniektu na odkształcenia z powodu większego prawdopodobieństwa przeszywnienia naprawionej części muru niż uzyskania zbyt małej jego sztywności [12].

Często obserwuje się liczne uszkodzenia struktury murów oraz samego łuku (rys. 3.4 b, c). W takim przypadku zaleca się zastosowanie naprawy poprzez rozklinowanie nadproża klinami stalowymi lub z tworzyw sztucznych. Może być również wykonane kotwienie uszkodzonych fragmentów za pomocą kołków systemowych lub prętów spiralnych [107] (rys. 7.1).



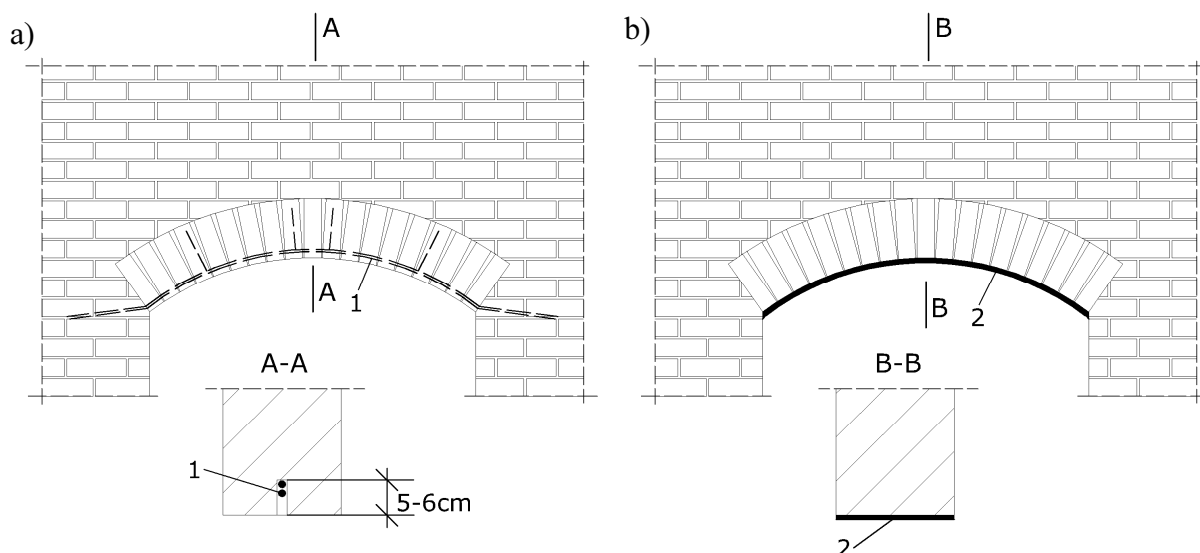
Rys. 7.1. Wzmocnienie nadproży łukowych za pomocą rozklinowania (a) lub kotwienia (b) wypadających cegieł, 1 - kliny stalowe lub z tworzyw sztucznych, 2 - kotwy stalowe systemowe lub pręty spiralne [107]

Innym typem zniszczenia jest utrata spójności struktury łuku, wskutek której zaczynają wypadać cegły (rys. 3.4 a). Dla takiej sytuacji proponuje się wykonać wzmocnienie dolnej strefy łuku poprzez zbrojenie prętami spiralnymi osadzonych na zaprawie we wstępnie wykonanych szczelinach pionowych (rys. 7.2 a). Alternatywnym rozwiązaniem jest wzmocnienie spodu łuku za pomocą taśm lub mat z kompozytów włóknistych (rys. 7.2 b) mocowanych za pomocą kleju epoksydowego lub specjalnych modyfikowanych zapraw cementowych. System ten polega na wklejeniu w zaprawę mineralną siatki z włókien kompozytowych, która ze względu na swoje właściwości mechaniczne jest w stanie zapewnić wymaganą kompatybilność zarówno fizyczną jak i chemiczną. Dzięki specjalnemu ułożeniu włókien system ten powoduje wzrost odporności na kruche pęknięcia, przez co naprężenia są równomiernie rozkładane we wzmacnianej konstrukcji murowej. Dodatkowo, gdy konstrukcja poddana jest przemieszczeniu czy obciążeniu, wzmocnienie powoduje rozkład sił na całej powierzchni elementów zarówno w spoinach, jak i w elementach konstrukcji murowych. System wzmacniania przywiera do podłoża na tyle silnie, że zniszczenie następuje w podłożu, a nie w fazie przejściowej między konstrukcją a wzmocnieniem.

Główne cechy systemu wzmacniania siatkami z włókien kompozytowych:

- mała grubość systemu (≤ 8 mm),
- fizyczna i chemiczna kompatybilność z podłożem (w tym paroprzepuszczalność),
- trwałość i odporność na wysoką temperaturę,
- łatwa aplikacja,

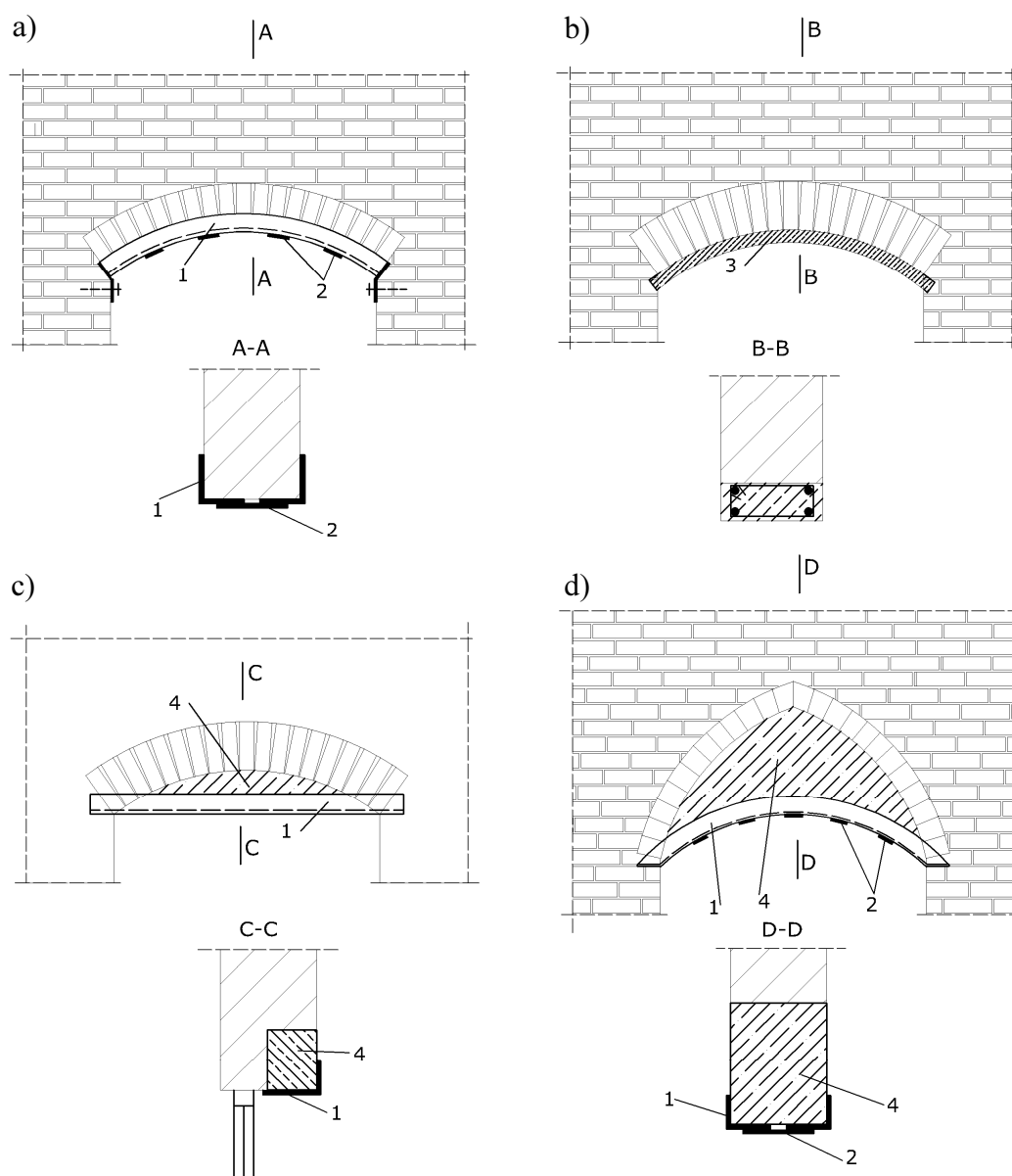
- tzw. odwracalność systemu, co ma znaczenie przy prowadzeniu prac w obiektach zabudowlanych - istnieje możliwość usunięcia tych materiałów bez destrukcji podłoża i konstrukcji.



Rys. 7.2. Naprawa uszkodzonych nadproży łukowych: a - za pomocą prętów spiralnych (1), b - za pomocą taśm lub mat z kompozytów włóknistych (2)

Silnie przeciążone nadproża wskutek dużego wyężenia strefy rozciąganej oraz małej sztywności łuku sugeruje się wzmacniać za pomocą podpierającej konstrukcji stalowej lub żelbetowej zamocowanej do filarków międzyokiennych (rys. 7.3 a, b). W budynkach mieszkalnych wznoszonych na przełomie XIX i XX w. występują nadproża składające się z nadproża płaskiego i łukowego. Płaskie nadproże w obrębie którego mocowana jest ościeżnica okienna, usytuowane jest od strony zewnętrznej ściany na grubości pół cegły lub cegły. Natomiast od strony wewnętrznej na pozostałej grubości ściany nadproże ma kształt łuku odcinkowego, który przenosi obciążenie stropu. Naprawa takiego nadproża może być wykonana za pomocą zespolonej konstrukcji stalowo-betonowej (rys. 7.3 c). W tym celu na poziomie ościeżnicy okiennej od strony wewnętrznej ściany w spoiny poziome osadza się kątownik stalowy, który w celu zabezpieczenia współpracy z betonem ma użebrowanie poprzeczne lub kotwy prętowe. Przestrzeń między kątownikiem a spodem łuku wypełnia się betonem ekspansywnym. W ten sposób powstaje belka o kształcie odcinka koła, której wypełnienie betonem pracuje na ściskanie natomiast kątownik głównie na rozciąganie. Sposób ten niekiedy może być stosowany do wzmocnienia nadproży o kształcie ostrołuków lub łuków półkolistych. Wówczas podpierającą konstrukcją stalowo-betonową, o ile jest to możliwe ze względów

konserwatorskich, wykonuje się w postaci łuku o mniejszej strzałce lub innym kształcie (rys. 7.3 d).



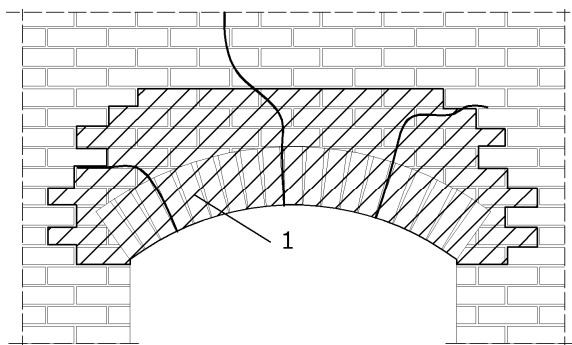
Rys. 7.3. Zwiększanie nośności nadproża łukowego poprzez podparcie: a - konstrukcją stalową, b - łukiem żelbetowym, c, d - zespoloną konstrukcją stalowo - betonową gdzie: 1 - kątowniki, 2 - przewiązki, 3 - łuk żelbetowy, 4 - beton ekspansywny

Dokonano wdrożenia proponowanego sposobu naprawy wg rys. 7.3 a w Szczecinie na pocztę głównej przy ul. Dworcowej (rys. 7.4).

Jeżeli duży obszar nadproża łukowego jest spękany (rys. 3.6 d, g, h), wskutek oddziaływań zewnętrznych bądź też zwiertzenia i degradacji zaprawy, należy rozważyć przemurowanie całego fragmentu muru (rys. 7.5). Jest to często dobre i zalecane rozwiązanie, choć z uwagi na uciążliwość w wykonaniu może nie być chętnie stosowane.



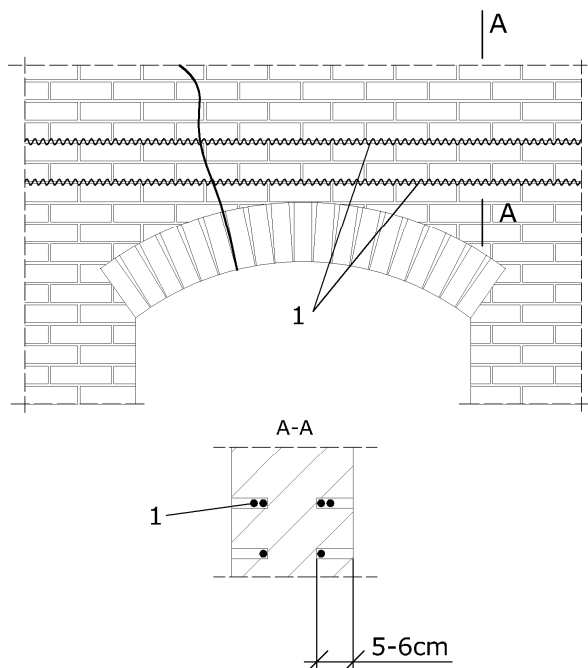
Rys. 7.4. Przykład wdrożenia sposobu naprawy nadproży łukowych poprzez podparcie konstrukcją stalową na poczcie głównej w Szczecinie przy ul. Dworcowej (rys. 7.3 a)



Rys.7.5. Przemurowanie mocno spękanego nadproża gdzie: 1 - nowy mur

Alternatywnym rozwiązaniem w przypadku występowania dużej powierzchni spękań jest zbrojenie zewnętrznej lub wewnętrznej powierzchni ściany. Zbrojenie może być wykonane w postaci prętów spiralnych osadzonych na specjalnej zaprawie w szczelinach wykonanych w spoinach poziomych typu Helfix, Brutt Saver Profil (rys. 7.6). Są to tzw. „lekkie” metody naprawy konstrukcji murowych, których głównym celem jest zahamowanie procesów pęknięcia ścian, ich stabilizacja oraz zapobieganie tym tendencjom w przyszłości. Służą one do wykonywania napraw wszelkiego rodzaju konstrukcji murowych w obiektach budowlanych, od małych domów jednorodzinnych do dużych obiektów przemysłowych, budynków z płyt prefabrykowanych, konstrukcji mostowych i wielu innych. Z uwagi na swoją specyfikę, rodzaj użytych materiałów, skuteczność i łatwość wykonywania robót - metody są zalecane

szczególnie przy naprawach obiektów zabytkowych, wszędzie tam gdzie z uwagi na wartość historyczną, czy rodzaj obiektu nie jest wskazane stosowanie napraw metodami mocno ingerującymi w strukturę budowli (np. ochrona zabytkowych fresków, ozdobnych elewacji, szczegółów konstrukcyjnych itp.).



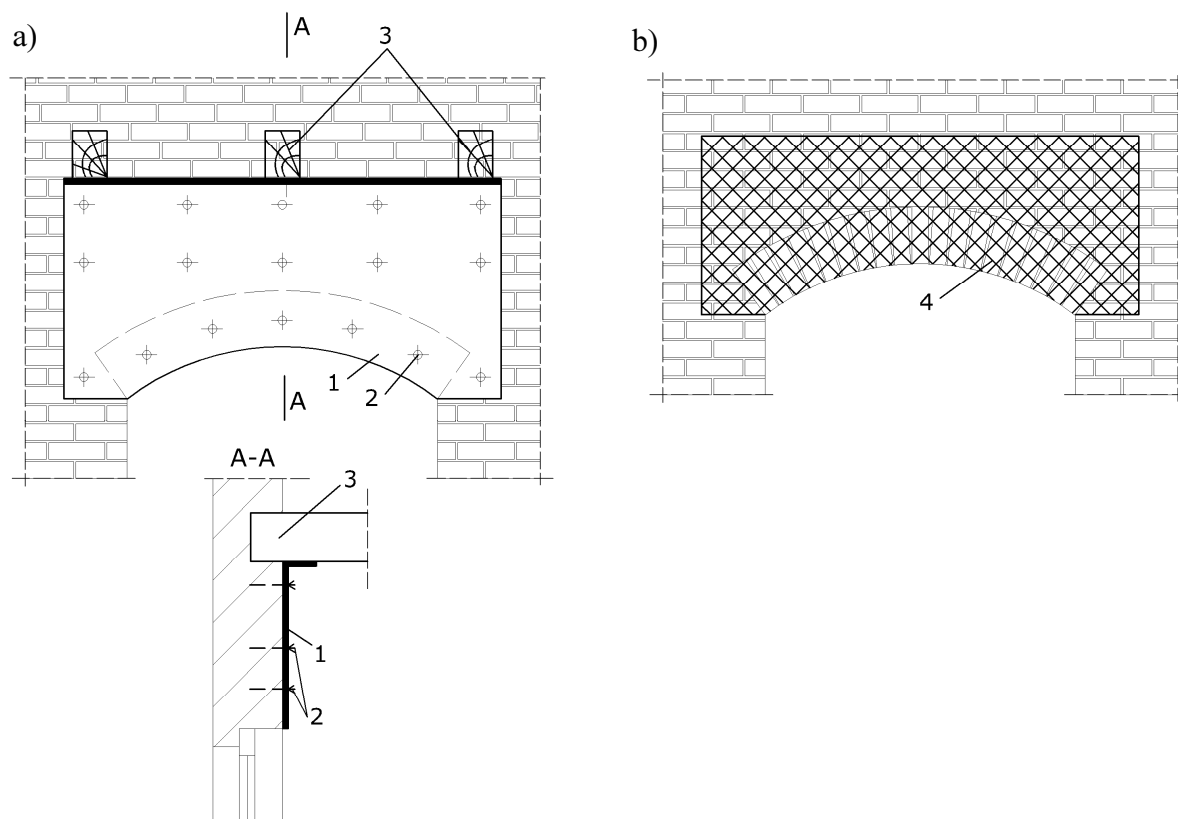
Rys. 7.6. Naprawa uszkodzonych nadproży łukowych za pomocą dodatkowego zbrojenia zewnętrznej lub wewnętrznej powierzchni ściany w postaci prętów spiralnych (1) osadzonych w spoinach wspornych

Innym rozwiązaniem jest stosowanie blachy mocowanej do wewnętrznej powierzchni ściany pod tynk za pomocą kotew stalowych (rys. 7.7 a). Sposób ten pozwala scalić silnie spękany mur. Poza tym blacha ta może spełniać funkcję wspornika podpierającego belki stropowe. Zasadne też jest stosowanie wzmocnienia struktury pionowej muru poprzez naklejenie siatek kompozytowych na bokach muru zgodnie z rys. 7.7 b. Dzięki takiemu ułożeniu siatki nośności takiego muru/ściany zwiększa się znacząco.

Często z uwagi na duże koszty proponowanego rozwiązania wzmocniania siatkami kompozytowymi (rys. 7.7 b) bardzo zasadnym jest w pierwszej kolejności określenie trajektorii naprężeń głównych, która będzie podpowiedzią w jakich miejscach oraz pod jakim kątem optymalnie zastosować przedmiotowe wzmocnienia tak jak to pokazano na rys. 7.8.

Jeżeli konieczna jest poprawa nośności nadproża, a nie zamierza się ingerować w strukturę zewnętrzną murów zaleca się wprowadzenie stalowych belek odciażających. Wymaga to jednak rozkucia nadproża w strefie oparcia stropu. W związku z tym bezpieczniejsze jest usy-

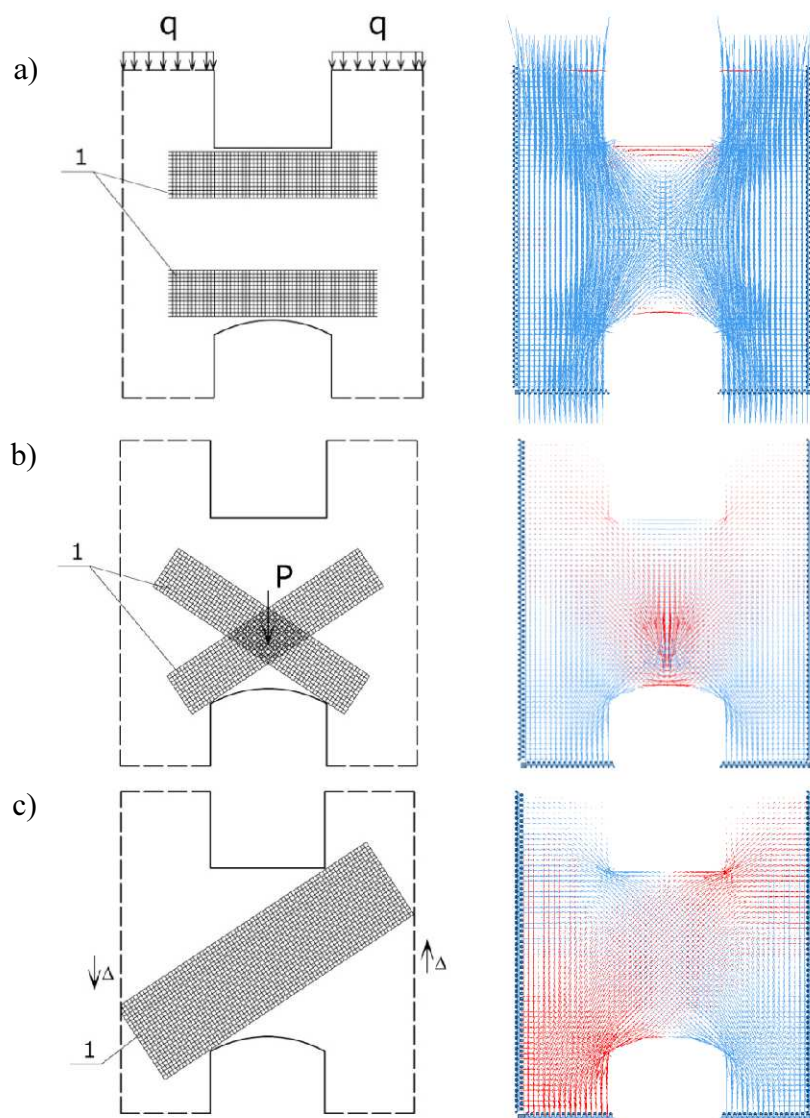
tuowanie belek odciążających powyżej stropu z zamocowaniem (podwieszeniem) do nich belek stropowych (rys. 7.9 a).



Rys. 7.7. Naprawa uszkodzonych nadproży łukowych: a - scalenie silnie spękanego nadproża za pomocą blachy, b - za pomocą siatek lub mat z kompozytów włóknistych, gdzie: 1 - blacha, 2 - kotwy, 3 - belka stropowa, 4 - kompozyty włókniste

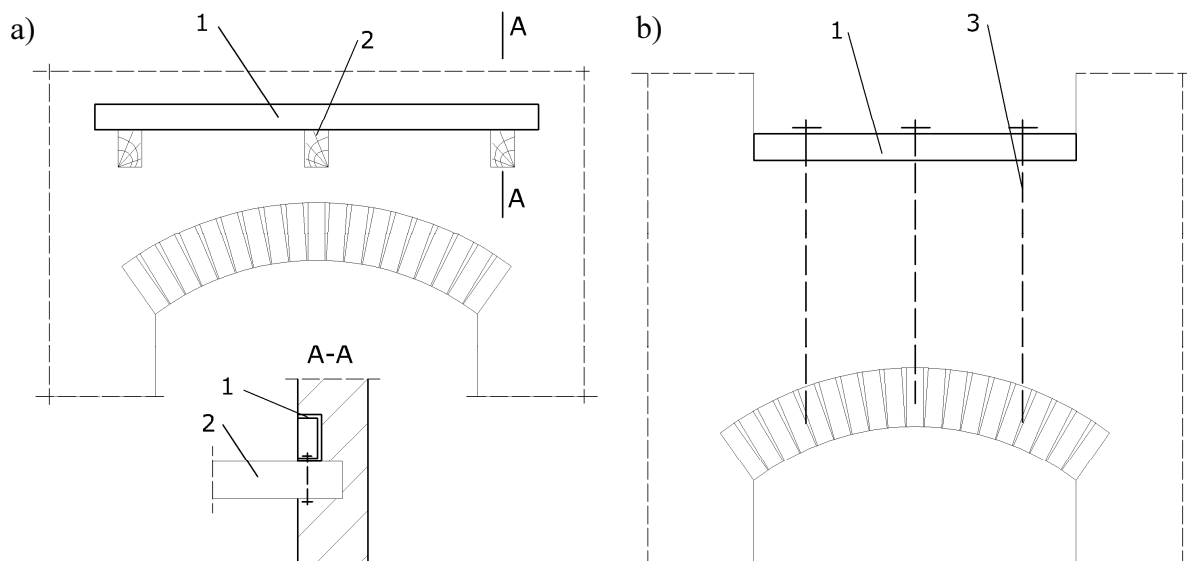
Belka odciążająca może być również usytuowana na murze pod ościeżnicą okienną. W tym przypadku wzmocnienia dokonuje się za pomocą kotew stalowych osadzonych na zaprawie mikrocementowej w otworach pionowych nawierconych w murze. Kotwy te z nagwintowanymi końcówkami mocuje się do belek odciążających ze sprężeniem, w celu włączenia do współpracy z belką pasmo międzyokienne wraz z nadprożem (rys.7.9 b).

W celu zapobiegania spękanom nadproży przy ścianach szczytowych należy stosować ściągi kotwiące ścianę szczytową do ściany prostopadłej z nadprożami. Usytuowanie ściągów najlepiej dokonać na poziomie stropu tak, aby były one ukryte pod posadzką (rys. 7.10 a). Kotwienie ściągu do ściany elewacyjnej może być wykonane za pomocą kształtowników osadzonych w murze.

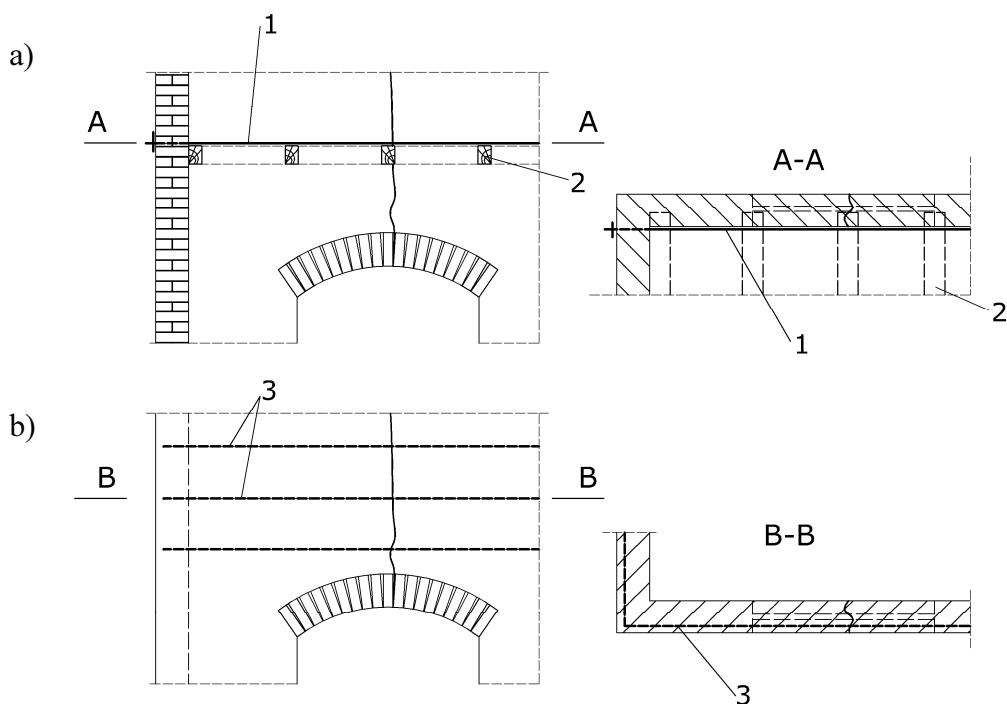


Rys. 7.8. Sposoby wzmocnień pasma międzyokiennego siatkami z włókna węglowego w zależności od trajektorii głównych naprężeń rozciągających (linii o kolorze czerwonym z prawej strony) wywołanych obciążeniem q filarków międzyokiennej od wszystkich kondygnacji (a), obciążeniem P od belki stropowej (b) i odkształceniem postaciowym Δ wskutek nierównomiernego osiadania podłoża (c), 1 - siatki z włókna węglowego

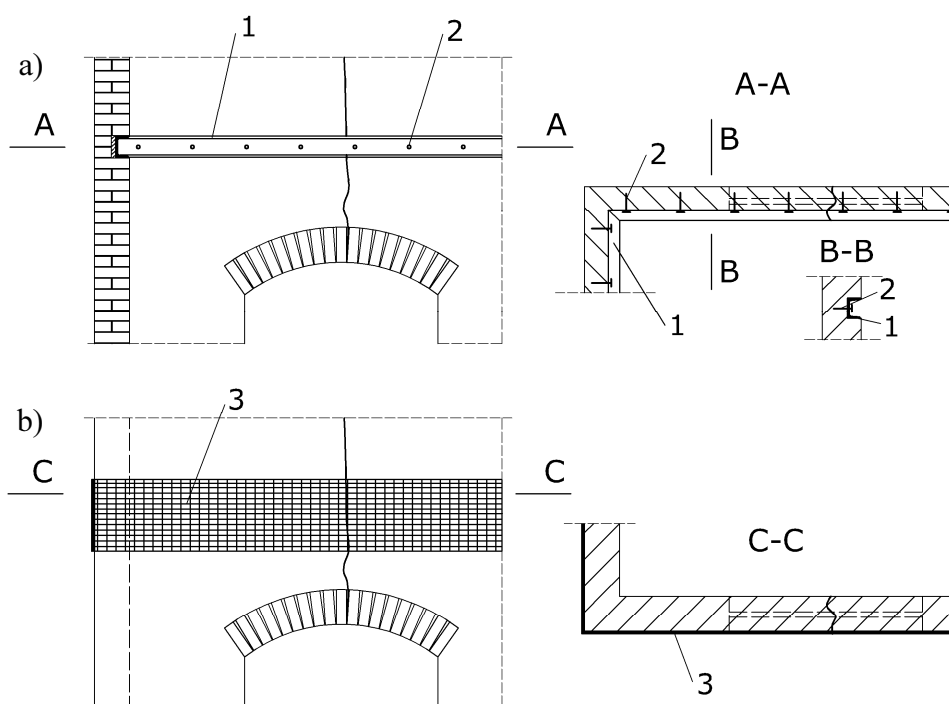
Kolejnym rozwiązaniem może być zastosowanie zbrojenia narożnej części budynku np. w postaci specjalnych prętów spiralnych [107], osadzonych w szczelinach, które wykonuje się w spoinach wspornych (rys. 7.10 b). Wzmocnienie może być również wykonane poprzez zastosowanie wieńca z kształtowników stalowych (ceownika), osadzonych w bruzdzie ściany na wysokości belek stropowych i zakotwionych do ścian muru (rys. 7.11 a). Kolejnym rozwiązaniem jest zastosowanie mat z kompozytów włóknistych [66] od zewnątrz muru przy założeniu występowania warstwy tynku, w której można schować taki element (rys. 7.11 b).



Rys. 7.9. Odciążenie nadproży za pomocą belek stalowych (1): a - usytuowanych w bruździe ścian powyżej belek stropowych (2), b - usytuowanych pod ościeżnicą i zamocowanych do muru kotwami sprężającymi (3)



Rys. 7.10. Wzmocnienie nadproży za pomocą ściągow (a) lub zbrojenia prętami stalowymi (b), 1 - ściągi stalowe, 2 - belki stropowe, 3 - pręty stalowe osadzone w spoinach wspornych



Rys. 7.11. Wzmocnienie spękaną ścianę w strefach nadproży przy ścianach szczytowych za pomocą wewnętrznego stalowego wieńca (a) lub zbrojenia od zewnątrz matami z kompozytów włóknistych (b), 1 - ceownik, 2 - kotwy stalowe, 3 - maty z kompozytów włóknistych

Przedmiotowy problem nośności ceglanych nadproży łukowych w pobliżu ścian szczytowych był poruszany wcześniej przez badaczy (rys. 3.9) [57].

Zamieszczone przykłady napraw ceglanych nadproży łukowych mogą służyć jako materiał pomocniczy do opracowania własnego sposobu naprawy. Dokonanie właściwego wyboru zarówno ww. jak innych sposobów napraw nadproży łukowych zależy od wielu czynników. Jednym z nich jest strona ekonomiczna. Należy uwzględnić koszty całkowite, ich rozłożenie w czasie, udział poszczególnych składników kosztów, pracochłonność itp. Naprawa nadproża może być wykonana od strony zewnętrznej lub wewnętrznej ściany. W pierwszym przypadku należy brać pod uwagę koszty wznoszenia rusztowań zaś w drugim przypadku ograniczone możliwości napraw z uwagi na użytkowanie mieszkań lub innych pomieszczeń. Istotnym czynnikiem są wymagania konserwatorskie dotyczące zwłaszcza budynków historycznych.

7.3 PRZYPORZĄDKOWANIE SPOSOBÓW NAPRAW DO TYPOWYCH USZKODZEŃ

Na podstawie przeprowadzonych badań dokonano przyporządkowania sposobów naprawy dla poszczególnych typowych uszkodzeń występujących w strefie ceglanych nadproży łukowych. Wyniki zaprezentowano w tabeli 7.1.

Tab. 7.1. Proponowane sposoby naprawy w odniesieniu do znanej morfologii zarysowań i spękań

Rodzaj uszkodzenia	Proponowany sposób naprawy
wypadanie cegieł z łuku (rys. 3.6 schemat a)	▪ wzmocnienie poprzez zastosowanie klinów (rys. 7.1 a) ▪ wzmocnienie poprzez zastosowanie prętów spiralnych (rys. 7.1 b) ▪ wzmocnienie poprzez zastosowanie prętów spiralnych osadzonych na zaprawie w wykonanej szczelinie pionowej (rys. 7.2 a) ▪ wzmocnienie poprzez zastosowanie siatek/taśm kompozytowych (rys. 7.2 b) ▪ przemurowanie uszkodzonej części muru (rys. 7.5) ▪ wzmocnienie poprzez zastosowanie podpierającej konstrukcji stalowej (rys. 7.3 a) ▪ wzmocnienie poprzez zastosowanie podpierającej konstrukcji żelbetowej (rys. 7.3 b) ▪ wzmocnienie poprzez zastosowanie podpierającej konstrukcji stalowo-betonowej (rys. 7.3 c, d)
spękanie łuku w zworniku (rys. 3.6 schemat b)	▪ wzmocnienie poprzez zastosowanie prętów spiralnych (rys. 7.1 b) ▪ wzmocnienie poprzez zastosowanie prętów spiralnych osadzonych na zaprawie w wykonanej szczelinie pionowej (rys. 7.2 a) ▪ wzmocnienie poprzez zastosowanie siatek/taśm kompozytowych (rys. 7.2 b) ▪ zastosowanie stalowej blachy mocowanej do wewnętrznej powierzchni ściany za pomocą kotew stalowych (rys. 7.7 a) ▪ wzmocnienie poprzez zastosowanie podpierającej konstrukcji stalowej (rys. 7.3 a) ▪ wzmocnienie poprzez zastosowanie podpierają-

	cej konstrukcji żelbetowej (rys. 7.3 b) ▪ wzmocnienie poprzez zastosowanie podpierającej konstrukcji stalowo-betonowej (rys. 7.3 c, d)
rozwidlenie pęknięcia pionowego (rys. 3.6 schemat d)	▪ wzmocnienie poprzez zastosowanie prętów spiralnych osadzonych na zaprawie w wykonanej szczelinie pionowej (rys. 7.2 a) ▪ wzmocnienie poprzez zastosowanie siatek/taśm kompozytowych (rys. 7.2 b) ▪ dodatkowe zbrojenie wewnętrznej lub zewnętrznej powierzchni ściany (rys. 7.6) ▪ wzmocnienie powierzchni ścian za pomocą siatek z kompozytów włóknistych (rys. 7.7 b) ▪ odciążenie konstrukcji poprzez podwieszenie belek stropowych do belek nośnych (rys. 7.9 a) ▪ zamocowanie konstrukcji łuku do zewnętrznej konstrukcji nośnej (rys. 7.9 b) ▪ wzmocnienie poprzez zastosowanie podpierającej konstrukcji stalowej (rys. 7.3 a) ▪ wzmocnienie poprzez zastosowanie podpierającej konstrukcji żelbetowej (rys. 7.3 b) ▪ wzmocnienie poprzez zastosowanie podpierającej konstrukcji stalowo-betonowej (rys. 7.3 c, d) ▪ zastosowanie stalowej blachy mocowanej do wewnętrznej powierzchni ściany za pomocą kotew stalowych (rys. 7.7 a)
powstanie łuku wtórnego w miejscu oparcia belki stropowej (rys. 3.6 schemat f, g, h)	▪ zastosowanie stalowej blachy mocowanej do wewnętrznej powierzchni ściany za pomocą kotew stalowych (rys. 7.7 a) ▪ wzmocnienie poprzez zastosowanie prętów spiralnych osadzonych na zaprawie w wykonanej szczelinie pionowej (rys. 7.2 a) ▪ wzmocnienie poprzez zastosowanie siatek/taśm

	kompozytowych (rys. 7.2 b) ▪ dodatkowe zbrojenie wewnętrznej lub zewnętrznej powierzchni ściany (rys. 7.6) ▪ wzmocnienie powierzchni ścian za pomocą siatek z kompozytów włóknistych (rys. 7.7 b) ▪ odciążenie konstrukcji poprzez podwieszenie belek stropowych do belek nośnych (rys. 7.9 a) ▪ zamocowanie konstrukcji łuku do zewnętrznej konstrukcji nośnej (rys. 7.9 b) ▪ wzmocnienie poprzez zastosowanie podpierającej konstrukcji stalowej (rys. 7.3 a) ▪ wzmocnienie poprzez zastosowanie podpierającej konstrukcji żelbetowej (rys. 7.3 b) ▪ wzmocnienie poprzez zastosowanie podpierającej konstrukcji stalowo-betonowej (rys. 7.3 c, d) ▪ zastosowanie stalowej blachy mocowanej do wewnętrznej powierzchni ściany za pomocą kotew stalowych (rys. 7.7 a)
liczne pęknięcia łuku często jako łuk trójprzegubowy (rys. 3.6 schemat j)	▪ zamocowanie konstrukcji łuku do zewnętrznej konstrukcji nośnej (rys. 7.9 b) ▪ wzmocnienie powierzchni ścian za pomocą siatek z kompozytów włóknistych (rys. 7.7 b) ▪ przemulowanie uszkodzonej części muru (rys. 7.5) ▪ zamocowanie konstrukcji łuku do zewnętrznej konstrukcji nośnej (rys. 7.9 b) ▪ wzmocnienie poprzez zastosowanie podpierającej konstrukcji stalowej (rys. 7.3 a) ▪ wzmocnienie poprzez zastosowanie podpierającej konstrukcji żelbetowej (rys. 7.3 b) ▪ wzmocnienie poprzez zastosowanie podpierającej konstrukcji stalowo-betonowej (rys. 7.3 c, d)

spękanie ukośne pasma międzyok- iennego (rys. 3.6 schemat l)	▪ zamocowanie konstrukcji łuku do zewnętrznej konstrukcji nośnej (rys. 7.9 b) ▪ wzmocnienie powierzchni ścian za pomocą siatek z kompozytów włóknistych (rys. 7.7 b) ▪ przemurowanie uszkodzonej części muru (rys. 7.5)
spękania ukośne (rys. 3.6 schemat i) często spotykane w sąsiedztwie ściany szczytowej	▪ dodatkowe zbrojenie wewnętrznej lub zewnętrznej powierzchni ściany (rys. 7.6) ▪ odciążenie konstrukcji poprzez podwieszenie belek stropowych do belek nośnych (rys. 7.9 a) ▪ zamocowanie konstrukcji łuku do zewnętrznej konstrukcji nośnej (rys. 7.9 b) ▪ wzmocnienie powierzchni ścian za pomocą siatek z kompozytów włóknistych (rys. 7.7 b)
spękania pionowe (rys. 3.6 schemat e, c, k) często spotykane w sąsiedztwie ściany szczytowej	▪ wzmocnienie nadproży za pomocą ściągów (rys. 7.10 a) ▪ zastosowanie zbrojenia narożnej części budynku (rys. 7.10 b) ▪ zastosowanie wzmocnienia za pomocą wieńca stalowego mocowanego od wewnętrznej strony budynku w spękanej części muru w okolicach ściany szczytowej (rys. 7.11 a) ▪ zastosowanie wzmocnienia za pomocą mat z kompozytów włóknistych mocowanego od zewnętrznej strony budynku w spękanej części muru w okolicach ściany szczytowej (rys. 7.11 b)

8. WNIOSKI

Przedstawione w pracy analizy i badania pozwalają na sformułowanie wniosków i spostrzeżeń natury jakościowej, bez pełnej analizy statystycznej.

Udowodniono postawioną w pracy tezę, że istotnym czynnikiem mającym wpływ na nośność ceglanych nadproży łukowych są warstwy muru ponad łukiem, przy czym początkowe zarysowania i spękania nadproża nie są jeszcze symptomem stanu awaryjnego, gdyż nadproże w takim stanie może mieć jeszcze duże zapasy nośności.

Stwierdzono brak wystarczająco dokładnych badań doświadczalnych i teoretycznych oraz wynikających stąd metod obliczeniowych odzwierciedlających rzeczywistą pracę ceglanych nadproży łukowych jako elementów konstrukcyjnych zintegrowanych ze ścianami murowymi.

Doświadczenia wynikające z badań stanu technicznego istniejących budynków murowych, wskazują że przyczyną uszkodzeń nadproży łukowych w postaci spękań i zarysowań są: degradacja spoin, obciążenie dynamiczne wywołujące utratę spójności muru, przeciążenie oraz nierównomierne osiadanie fundamentów. Powstanie zarysowań i spękań nie oznacza utraty nośności nadproży, lecz świadczy o przekroczeniu stanu granicznego użyteczności konstrukcji.

W murze w obrębie nadproży łukowych panuje złożony stan naprężeń. Ustalono że wpływ anizotropii sprężystości muru na wartości i rozkład naprężeń jest znikomy. Analiza stanu naprężeń i odkształceń ceglanych nadproży łukowych wykazała zbliżone wyniki przy modelowaniu muru w sposób mikroskopowy i makroskopowy.

W analizie nośności muru w obrębie otworów okiennych i drzwiowych najbardziej odpowiednie jest kryterium głównych naprężeń rozciągających. Dokonano jego kalibracji z uwzględnieniem anizotropii wytrzymałości muru na podstawie trzech podstawowych wartości doświadczalnych: wytrzymałości muru na rozciąganie wzdłuż spoin wspornych, w poprzek spoin wspornych i pod kątem 45° do spoin wspornych.

Uwzględniając niejednorodny stan naprężenia muru w obrębie nadproży łukowych kryteria wytrzymałości dają możliwość określenia początku wystąpienia niszczenia muru w postaci spękań. Głębsza analiza propagacji spękań możliwa jest jedynie przy pomocy mechaniki zniszczenia. Wymaga to jednak bardziej skomplikowanych badań doświadczalnych w celu określenia niezbędnych parametrów energii niszczenia muru.

Krzywizny łuku mają wpływ na rozkład naprężeń kontaktowych przekazywanych z wyższych warstw muru wraz z zmniejszaniem strzałki łuku pionowe naprężenia kontaktowe między nim a murem maleją, a ich rozkład wzdłuż nadproża jest bardziej nierównomierny i zbliżony do rozkładu naprężeń kontaktowych w nadprożu płaskim.

Na podstawie badań doświadczalnych ustalono, że pracę łuku ceglanego przejmuje powstający wtórny łuk w warstwach muru powyżej nadproża. Wpływ wtórnego łuku na nośność nadproży zwiększa się z zwiększeniem wysokości usytuowania obciążenia nad nadprożem łukowym. Współpraca łuku wtórnego z nadprożem łukowym powoduje wielokrotne zwiększenie jego nośności, nawet do sześciu razy. Największy efekt uzyskuje się przy niesymetrycznym obciążeniu nadproża siłą skupioną.

Nierównomierne osiadanie fundamentów niema znaczącego wpływu na pracę łuku ceglanego jednakże wywołuje niekorzystny stan naprężenia i zarysowania w murze nad łukiem.

Uzyskano zbieżność wyników badań doświadczalnych z obliczeniami numerycznymi wykonanymi na podstawie opracowanego własnego programu bazującego na metodzie elementów skończonych z przyjętym kryterium głównych naprężeń rozciągających. Na podstawie badań numerycznych nadproży łukowych określono charakter zależności wytrzymałości muru od parametrów geometrycznych nadproża i rodzaju obciążenia.

Zaproponowano rozwiązania naprawcze istniejących nadproży łukowych polegających na przywróceniu lub zwiększeniu ich początkowej nośności w zależności od mechanizmów powstałych uszkodzeń. Szereg tych rozwiązań zastosowano w obiektach istniejących.

Kontynuacją niniejszej pracy będzie rozszerzenie badań numerycznych i doświadczalnych dla nadproży łukowych o bardziej zróżnicowanych kształtach.

LITERATURA

- [1] Ahnert R., Krause K. H.: Typische Baukonstruktionen von 1860 bis 1960 zur Beurteilung der vorhandenen Bausubstanz, Band 1. Berlin 2009.
- [2] Ahnert R., Krause K. H.: Typische Baukonstruktionen von 1860 bis 1960 zur Beurteilung der vorhandenen Bausubstanz, Band 2. Berlin 2009.
- [3] Albuérne A., Williams M., Lawson V.: Prediction of the Failure Mechanism of Arches Under Base Motion Using DEM Based on the NSCD Method. Structural Analysis of Historical Constructions - Jerzy Jasieńko (ed) Wrocław 2012.
- [4] Aydin, Dizaji J.: Behaviour of Iranian arches in earthquake. Structural Analysis of Historical Constructions - Jerzy Jasieńko (ed) Wrocław 2012.
- [5] Bałdin W. A., Goldenblat I. I., Koczenow W. M., Pildisz M. J., Tal K. E.: Obliczenia konstrukcji budowlanych metodą stanów granicznych. Warszawa 1955.
- [6] Bargmann H.: Historische Bautabellen. Normen Und Konstruktion shinweise 1870 - 1960, Auflage, Werner Verlag.
- [7] Bednarz Ł., Górski A., Jasieńko J., Rusiński E.: Simulation and analyses of arched brick structures. Automation in Konstruktion 20 (2011).
- [8] Bovo M., Mazzotti C., Savoia M.: Analysis of structural behaviour of historical stone arches and vaults: experimental tests and numerical analyses. Structural Analysis of Historical Constructions - Jerzy Jasieńko (ed) Wrocław 2012.
- [9] Čaušević A., Kudumović L., Rustempašić N., Kuljuh N.: Sustainable rehabilitation, preservation and protection of access arch stone bridge at the entrance to the medieval old town Korčula. Structural Analysis of Historical Constructions - Jerzy Jasieńko (ed) Wrocław 2012.
- [10] Cecchi A.: The curve of pressure in vertically loaded arches. Structural Analysis of Historical Constructions - Jerzy Jasieńko (ed) Wrocław 2012.
- [11] Crisafulli F. J., Carr A. J., Park R.: Shear Strength of Unreinforced Masonry Panels. Pacific Conf. on Earthquake Engng. Melbourne, Australia 1995.
- [12] Czarnecki J., Skwara J.: Naprawa konstrukcji murowych przez iniekcję. XIII Ogólnopolska konferencja. Warsztat pracy projektanta konstrukcji. Ustroń 1999.
- [13] Drysdale R. G., Hamid A. A.: Tensile Strength of Brick Masonry. Proc. Of the Inter. J. of Masonry Construction 1982.
- [14] Dyląg Z., Jakubowicz A., Orłóś Z.: Wytrzymałość Materiałów T. 1. Białystok, Politechnika Białostocka 1995.
- [15] Dyląg Z., Krzemański-Niemiec E.: Mechanika Budowli T. 1. Warszawa, Państwowe Wydawnictwo Naukowo-Techniczne 2003.
- [16] Egidio R, Giada C., Annalisa F., Giuseppe C.: On the mixed collapse mechanism of semi-circular masonry arches. Structural Analysis of Historical Constructions - Jerzy Jasieńko (ed) Wrocław 2012.
- [17] Furler R.: Tragverhalten von Mauerwerkswänden unter Druck und Biegung. Bericht No. 109. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH, Zürich, Birkhäuser Verlag, Basel 1981.

- [18] Ganz H. R.: Failure Criteria for Masonry. Proc. Of 5th Canadian Masonry Symposium. Vancouver, Canada 1989.
- [19] Ganz H. R.: Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Schub. Dissertation, ETH Zurich 1985.
- [20] Ganz H. R., Thürlimann B.: Tests on masonry walls under normal and shear loading. Report No 7502-4. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH, Zürich, Birkhäuser Verlag, Basel 1984.
- [21] Ganz H. R., Thürlimann B.: Versuche über die Festigkeit von Zweiachsig beanspruchtem Mauerwerk. Bericht Nr. 7502-3. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH, Zürich, Birkhäuser Verlag, Basel 1982.
- [22] Geun Chang C., Jong Ku L., Young Sin P., Ho Soo K.: Structural behavior characteristics of arched stone bridge according to foundation and filler type. Structural Analysis of Historical Constructions - Jerzy Jasieńko (ed) Wrocław 2012.
- [23] Grubana A., Di Gianantonio I.: Triumphal Arch Collapse Mechanisms. Structural Analysis of Historical Constructions - Jerzy Jasieńko (ed) Wrocław 2012.
- [24] Holzer M. S.: Numerical arch and vault analysis. Structural Analysis of Historical Constructions - Jerzy Jasieńko (ed) Wrocław 2012.
- [25] Janowski Z., Hojdys Ł., Krajewski P.: Analiza statyczna wpływu zasypki na pracę sklepienia walcowego. Czasopismo Techniczne, 13-B. 2006.
- [26] Jasieńko J., Bednarz Ł.: Innowacyjne technologie wzmacniania historycznych łuków i sklepień ceglanych.
- [27] Jasieńko J., Bednarz Ł.: Metody wzmacniania zabytkowych sklepień ceglanych akceptowalne z punktu widzenia doktryny konserwatorskiej. Wiadomości Konserwatorskie 23/2008.
- [28] Jasieńko J., Bednarz Ł., Nowak T.: The effectiveness of strengthening historic brick vaults by contemporary methods. Protection of Historical Buildings. PROHITECH 09 - Mazzolani (ed). London 2009.
- [29] Jasieńko J., Di Tommaso A., Bednarz Ł.: Experimental Investigations into Collapse of Masonry Arches Reinforced Using Different Compatible Technologies. Mechanics Of Masonry Structures Strengthened With Composite Materials - MuRiCo 2009; 04/2009.
- [30] Jasieńko J., Łodygowski T., Rapp P.: Naprawa, konserwacja i wzmacnianie wybranych zabytkowych konstrukcji ceglanych. Wrocław, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne 2006.
- [31] Jemioło S., Małyszko L.: MES i modelowanie konstytutywne a analizie zniszczenia konstrukcji murowych. Tom 1. Podstawy teoretyczne. Wydawnictwo UWM, Olsztyn 2013.
- [32] Kindracki J.: Nośność ścian ceglanych w strefie otworów okiennych. Rozprawa doktorska pod kierunkiem prof. R. Orłowicza, Gliwice 1999.
- [33] Kubica J. Mechanika muru obciążonego w swej płaszczyźnie. Monografia. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej. Gliwice 2012.
- [34] Lechnickij S. G.: Teoria uprugosti anizotropnego tela. Izdatel'stvo Nauka Moskva 1979.

- [35] Litewka A., Szojda L.: Damage and fracture of brittle materials subjected to tri-axial compression. Arch. Mech. 2005.
- [36] Litewka A., Szojda L.: Experimental and theoretical study of failure of ceramic brick. Acta Mech. Autom. 2007.
- [37] Lourenco P. B.: Computational strategies for masonry structures. PhD Disseration, Delf University of Technology. Delf, The Netherlands 1996.
- [38] Lourenco P. B., de Borst R., Rots J.G.: A plane stress softening plasticity model for orthotropic materials. Int. J. Numer. Meth. Engng. 1997.
- [39] Lourenco P. B., Rots J.G., Blaauwendraad J.: Continuum model for masonry: Parameter estimation and validation. J. Struct. Engng. ASCE 1998.
- [40] Lourenco P. B., Rots J.G., Feenster P.H.: A 'tensile' Rankine type orthotropic model for masonry, in: Computer methods in structural masonry - 3, G.N. Pande, J. Middleton (eds). Books & Journals International, Swansea, UK 1995.
- [41] Lourenco P. B., Rots J.G.: A multi-surface interfejs model for the analysis of masonry structures J. Engng. ASCE 1997.
- [42] Lourenco P. B., Rots J.G.: Understanding the behavior of shear walls: A numerical review. Proc. 10th IB²MAC. Calgary, Alberta 1994.
- [43] Małyszko L.: Modelowanie zniszczenia w konstrukcjach murowych z uwzględnieniem anizotropii. Olsztyn, Uniwersytet Warmińsko-Mazurski 2005.
- [44] Małyszko L., Orłowicz R.: Konstrukcje murowe. Zarysowania i naprawy. Wydawnictwo Uniwersytetu Warmińsko-Mazurskiego, Olsztyn 2000.
- [45] Mann W.: Tension and Shear in Masonry Walls. Proceedings of CIB/W23 Meeting, CIB Publication 1984.
- [46] Mann W., Müller H.: Bruchkriterien für querkraftbeanspruchtes Mauerwerk und ihre Anwendung auf gemauerte Windscheiben. Die Bautechnik. Heft 12. Ernst & Sohn. Berlin 1973.
- [47] Mann W., Müller H.: Failure of Shear-Stressed Masonry - An Enlarged Theory, Tests and Application to Shear Walls Proc. of the British Ceramic Society, No 30. 1982.
- [48] Mann W., Müller H.: Nachrechnung der Wandversuche mit einem erweiterten Schubbruchmodell unter Berücksichtigung der Spannungen in der Stoßfugen. Anlage 2 zum Forschungsbericht "Untersuchungen zum Tragverhalten von Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung". Forschungsbericht IV/1-5-488/86. Darmstadt 1986.
- [49] Mann W., Müller H.: Schubtragfähigkeit von gemauerten Wänden und Voraussetzungen für das Entfallen des Windnachweises. Mauerwerk-Kalender. Ernst & Sohn Verlag. Berlin 1985.
- [50] Mann W., Müller H.: Schubtragfähigkeit von Mauerwerk. Mauerwerk-Kalender 3. Ernst & Sohn. Berlin 1978.
- [51] Mączyński Z.: Elementy i detale architektoniczne w rozwoju historycznym. Budownictwo i Architektura. Warszawa 1956.
- [52] Mojsilović N., Marti P.: Versuche an kombiniert beanspruchten Mauerwerkswänden. Bericht No. 203. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH, Zürich, Birkhäuser Verlag, Basel 1994.
- [53] Müller H.: Untersuchungen zum Tragverhalten von querkraftbeanspruchten Mauerwerkswänden. Bruchverhalten und Bruchtheorie, Auswertung bekannter Scherver-

- suche, zusätzliche Einflüsse bei Windscheiben. Dissertation. Technischen Hochschule Darmstadt, Darmstadt 1974.
- [54] Nowak R.: Analiza numeryczna nadproży łukowych. XIII Konferencja naukowa Doktorantów Wydziału Budownictwa. Szczyrk 2013.
 - [55] Nowak R.: Badania dotyczące mechanizmu zniszczenia ceglanych nadproży łukowych XII Konferencja naukowa Doktorantów Wydziału Budownictwo, Szczyrk 2012.
 - [56] Nowak R., Orłowicz R.: Mechanizmy uszkodzeń ceglanych nadproży łukowych, XIII Konferencja Naukowo-Techniczna REMO. Wrocław 2009.
 - [57] Oniszczyk L.I.: Kamiennye konstrukcji. Strojizdat, Moskva 1939.
 - [58] Orłowicz R., Małyszko L., Kindracki J.: Wytrzymałość murów w złożonym stanie naprężeń. XLII Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB Tom 5 Kraków-Krynica. 1996.
 - [59] Orłowicz R., Sierov E.: Odkształcalność drewna jako materiału anizotropowego. VI Konferencja Naukowa. Międzyzdroje 2004.
 - [60] Orłowicz R., Nowak R.: Szczególny przypadek uszkodzenia ceglanych nadproży łukowych. Czasopismo Przegląd Budowlany nr 4/2001.
 - [61] Page A. W.: The biaxial compressive strength of brick masonry. Proc Int. Civ. Engrs, Part 2 (1981).
 - [62] Page A. W.: The strength of brick masonry under biaxial compression-tension. Int. J. Masonry Constr. (1983).
 - [63] Pawłowski W., Nowak R.: Architektura a statyka ceglanych nadproży łukowych. Czasopismo „przestrzeń i FORMA” wydanie 12 2009.
 - [64] Pluijm van der R.: Measuring of Bond. A comparative experimental resarch. Proc 7th North American Masonry Conf., University of Notre Da,e-SouthBend, Indiana USA 1996.
 - [65] Pluijm van der R.: Measuring of Bond. A Comparative Experimental Research. Eindhoven University of Technology report TU/BKO/95, 1995 Eindhoven Holandiaz.
 - [66] Ruredil X Mesh C10/M25: Systemy wzmacniania konstrukcji murowych przy pomocy siatki z włókna węglowego osadzone w zaprawie cementowej. VIS BUD Wrocław 2005.
 - [67] Sacco E.: Stress approaches for the analysis of masonry arches. Structural Analysis of Historical Constructions - Jerzy Jasieńko (ed) Wrocław 2012.
 - [68] Schneemayer A., Schranz Ch., Tschegg E. K., Kolbitsch A.: Ein- und zweiaxiales Bruchverhalten von Mauermörtel in Ziegelmauerwerk. Mauerwerk-Kalender. Ernst & Sohn Verlag. Berlin 2014.
 - [69] Schlegel R., Rautenstrauch K.: Numerische Modellierung von Mauerwerk. Mauerwerk-Kalender 2005.
 - [70] Schweizer Norm SIA 177/2: Bemessung von Mauerwerkswänden. Ausgabe 1992 Schweizerischer Ingenieur - und Architekten - Verein. Zürich 1992.
 - [71] Seim W.: Numerische Modellierungd asanisotropen Versagenszweiachsigbeanspruchter Mauerwerksscheiben. Dissertation, Universität Karlsruhe (TH), Karlsruhe 1994.
 - [72] Starosolski W.: Konstrukcje żelbetowe. Tom 1. Wydawnictwo Naukowe PWN. Warszawa 1995.

- [73] Syrmakezis C. A., Asteris P. G.: Masonry failure criterion under biaxial stress state. J. Mat. In Civ. Engng. ASCE 2001.
- [74] Szojda L.: Możliwości analizy numerycznej konstrukcji murowej. XLVII Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB, Opole - Krynica, 16-21 września 2001.
- [75] Szojda L., Majewski S.: Analiza numeryczna złożonego stanu naprężeń w konstrukcjach murowych. XLVIII Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB "Krynica 2002", Opole - Krynica, 15-20 września 2002.
- [76] Szojda L., Majewski S.: Modelling of Masonry Structures by FEM. Analytical models and new concepts in concrete and masonry structures. 4th International conference. AMCM 2002, Kraków, June 5th-7th 2002.
- [77] Szojda L., Majewski S.: Numerical simulation of complex stress-state in masonry structure. Proceedings of the Sixth International Masonry Conference, London, 4th-6th November, 2002.
- [78] Szojda L., Wandzik G.: Numerical models of masonry based on experimental data. - ACEE Archit. Civ. Eng. Environ. 2008
- [79] Szojda L., Wandzik G.: Homogeniczny, sprężysto-plastyczny model materiałowy do analizy konstrukcji murowych. Problemy naukowo-badawcze budownictwa. Praca zbiorowa. T. 2: Konstrukcje budowlane i inżynierskie. Pod red. M. Broniewicza, J. A. Prusiel. Białystok : Wydaw. Politechniki Białostockiej, 2007.
- [80] Tablice inżynierskie: Tom III (1958), Państwowe wydawnictwo naukowe, Poznań 1958.
- [81] Tsai S. W., Wu E. M.: A General Theory of Strength for Anisotropic Materials. J. of Composite Materials. 1971.
- [82] Van Parys L., Lamblin D., Datoussaïd S.: Limit Analysis of Masonry Arches Affected by Springing Displacement. 7th International Conference of Masonry. United Kingdom 2006.
- [83] Van Parys L., Noël J., D. Lamblin, Bultot E., Delehouzee L.: Fe "Block & Interaction" Approach for Computing the Impact of Tower Inclinations on the Safety of a Masonry Arch System in the Our Lady Cathedral of Tournai (BE). Structural Analysis of Historical Constructions - Jerzy Jasieńko (ed) Wrocław 2012.
- [84] Wang J., Melbourne C.: The 3-Dimensional Behaviour of Masonry Arches with Point Supports to the Intrados. 7th International Conference of Masonry. United Kingdom 2006.
- [85] Wang J., Melbourne C.: The 3-Dimensional Behaviour of Skew Masonry Arches. 7th International Conference of Masonry. United Kingdom 2006.
- [86] Wierzbicki W.: Mechanika Budowli. Warszawa, Państwowe Wydawnictwo Naukowe 1955.
- [87] Yokel F. Y., Fattal G. S.: Failure hypothesis for masonry shear walls. J. Stuct. Div. 1976.

WYKORZYSTANE NORMY

- [88] ASTM E72. American Society for Testing and Materials: Standard Tests for Conducting Strength Tests on Panels for Building Construction. ASTM E72, ASTM. Philadelphia, USA 1989.
- [89] DIN 1053. Teil 1: Mauerwerk. Recept-Mauerwerk. Berechnung und Ausführung. Ausgabe 1990.
- [90] DIN 1053. Teil 2. Mauerwerk nach Eignungsprüfung; Berechnung und Ausführung. Ausgabe 1984.
- [91] PN-EN 1015-11 Metody badań zapraw do murów - Część 11: Określenie wytrzymałości na zginanie i ściskanie stwardniałej zaprawy
- [92] PN-EN 1052-1 Metody badań murów - Określenie wytrzymałości na ściskanie.
- [93] PN-EN 1052-2. Metody badań murów - Określenie wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu.
- [94] PN-EN 1052-3. Metody badań murów - Część 3: Określenie początkowej wytrzymałości muru na ścinanie.
- [95] PN-EN 1996-1-1 Projektowanie konstrukcji murowych Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych
- [96] PN-EN 772-1 Metody badań elementów murowych - Część 1: Określenie wytrzymałości na ściskanie.
- [97] RILEM LUMB6. Diagonal tensile strength tests of small wall specimens. TC76-LUM 1991.
- [98] SNiP II-21-81 Kamennye i armokamennye konstrukcji. Normy projektirovaniya.

STRONY INTERNETOWE I KATALOGI

- [99] www.3ds.com (z dnia 10.10.2013 r.).
- [100] www.ahi-supply.com/Content-Public/Page-Edit/Page.asp?iID=597022278 (z dnia 10.10.2013 r.).
- [101] www.ansys.com (z dnia 10.10.2013 r.).
- [102] www.brickcutters.com/index.php/brick-arches/structural-arch (z dnia 10.10.2013 r.).
- [103] www.catnic.com/special_lintels.aspx (z dnia 10.10.2013 r.).
- [104] www.helifix.co.uk (z dnia 10.10.2013 r.).
- [105] www.stainless-lintels.co.uk/archlintels.html (z dnia 10.10.2013 r.).
- [106] www.tnodiana.com (z dnia 10.10.2013 r.).
- [107] Katalog firmy Helfix: Systemy napraw i wzmocnień konstrukcji murowych. Budo-sprząd Bytom 2001.